SVEUČILIŠTE U SPLITU

FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

DIPLOMSKI RAD

Ana Gotovac

Split, 2016.

SVEUČILIŠTE U SPLITU

FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

Ana Gotovac

Proračun zidane zgrade aparthotela

Diplomski rad

Split, 2016.

SVEUČILIŠTE U SPLITU

FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

STUDIJ: **DIPLOMSKI SVEUČILIŠNI STUDIJ GRAĐEVINARSTVA**

KANDIDAT: **Ana Gotovac**

BROJ INDEKSA: **556**

KATEDRA: **Katedra za teoriju konstrukcija**

PREDMET: **Zidane konstrukcije**

ZADATAK ZA DIPLOMSKI RAD

Tema: Proračun zidane zgrade aparthotela

Opis zadatka: Izraditi projekt konstrukcije zidane zgrade aparthotela. U radu ;

- opisati koncept nosive konstrukcije, osnovna djelovanja i kombinacije djelovanja, vrstu i svojstva gradiva, podatke o tlu i načinu temeljenja,
- proračunati horizontalne konstrukcije (međukatne konstrukcije, grede),
- proračunati vertikalne konstrukcije (omeđeno zide, stupove),
- proračunati naprezanja u tlu i dimenzionirati temelje,
- izraditi građevinske nacrte (temelji, tlocrti,presjeci, pročelja),te detalje armiranja spoja horizontalnog i vertikalnog serklaža i armaturu temelja

Zadano:

- tlocrt etaža,
- beton C25/30, armatura B500B,
- blok opeka, srednja tlačna čvrstoća $f_{b,sr}$ = 10,0 MPa,
- mort:M10,opće namjene,
- računsko ubrzanje tla: : a_g = 2,0 m/s^2,
- računska nosivost tla: σ_{Rd} = 440,0 kPa

Proračun provesti u skladu s odgovarajućim tehničkim propisima i normama.

U Splitu, 07.03.2016.

Voditelj Diplomskog rada:

Izv. dr. sc. Boris Trogrlić

Predsjednk Povjerenstva
za završne i diplomske ispite:

Prof. dr. sc. Ivica Boko

Proračun zidane zgrade aparthotela

Sažetak:

U radu je prikazan proračun zidane zgrade aparthotela. Potresna otpornost konstrukcije određena je pojednostavljenim proračunom prema pravilima za jednostavne zidane zgrade. Također je napravljen i nelinearni statički proračun koristeći metodu naguravanja (EN 1998-1). Proveden je proračun ploča, temelja, stupova uslijed vertikalnog djelovanja. Proračunom su dobivene rezne sile u elelmentima konstrukcije koji su sukladno tome armirani.

.

Ključne riječi:

Zidane zgrade, potresna otpornost, metoda naguravanja

Calculation of the masonry building aparthotel

Abstract:

This paper presents a calculation of the masonry building aparthotel. Seismic resistance is determined by the simplified calculation, according to the rules for simple masonry buildings. Also, the nonlinear static calculation is carried out by using the pushover method (EN 1998-1). The calculation of the plates, foundations, columns is made due to vertical load. Internal forces in the construction elements were calculated, which were accordingly reinforced.

Keywords:

Masonry building, seismic resistance, pushover method

Sadržaj

1. Općenito o zidanim konstrukcijama

1.1. Zidane konstukcije

Zidane konstrukcije su one konstrukcije izvedene iz zidnih elemenata (opeke ili blokova) povezanih mortom ili nekim sličnim materijalom anorganskog ili organskog podrijetla, zidane na gradilištu ili izvedene u obliku predgotovljenih zidova u tvornici i spojene na gradilištu u konstrukcijsku cjelinu.

Zidni element, odnosno blok je predgotovljeni građevinski proizvod namijenjen izvedbi ziđa. Građevinski kompozit nastaje naizmjeničnim polaganjem zidnih elemenata (blokova) između vezivnog materijala, što nam omogućava postizanje raznovrsnih struktura i tekstura zidanih konstrukcija.

Za proračun zidanih konstrukcija od velike važnosti je Eurocode 6, koji sadrži preporuke, zahtjeve i matematičke izraze za određivanje mehaničkih svojstava ziđa, te norme koje reguliraju planiranje, proračun i dimenzioniranje građevina.

Prednost zidanih konstrukcija sa strukturalnog aspekta je jednostavnija i brža proizvodnja, niska cijena, dobra zaštita od požara, temperature i zvuka, otpornost u vremenu, i slično. Njihova osnovna značajka je velika težina.

Zidane građevine su veoma otporne na vertikalna opterećenja, ali ne i na horizontalna djelovanja. Osjetljivost na horizontalna djelovanja posebno dolazi do izražaja pri potresu, zbog mehaničkih svojstava zidanog materijala, geometrijske konfiguracije te nedostatka učinkovitosti spojeva između konstrukcijskih elemenata. Za proračun konstrukcija na potresno djelovanje koristi se Eurocode 8.

1.1.1 Vrste zidanih elemenata

Zidni element je predgotovoljena komponenta namijenjena izvedbi zida. Zidni elementi mogu se podijeliti na više različitih skupina. Najznačajnijaje ona prema vrsti materijala od kojeg su izrađeni.

Razlikujemo;

-**Glineni zidni elementi(opeka, opečni blokovi),**kojima se trajnost postiže pečenjem elementa oblikovanog u sirovoj glini na visokoj temperaturi.

Slika 1.1: Blok opeka

-**Vapneno-silikatni(kalcijsko-silikatni) zidni elementi**, proizvedeni od smjese silicijskog agregata, vapna i drugih provjerenih materijala, izrađenih pod tlakom i zaparivanjem.

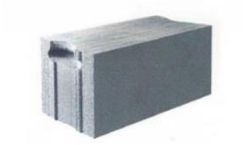
Slika 1.2: Kalcijsko-silikatni blok

-**Betonski zidni blokovi**proizvedeni od mješavine agregata normalne težine (kamena) i cementa ili drugih provjerenih materijala u čvrsti oblik pod tlakom ili vibriranjem.

Slika 1.3: Betonski blok

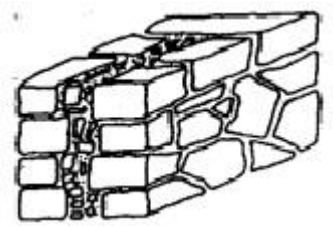
-**Betonski zidni blokovi od lakog agregata** proizvedeni od smjese lakog agregata (npr. ekspandirana šljaka visokih peći, ekspandirana glina) i veziva, izvedeni u kalupima, vibrirani.

-**Porasti betonski zidani elementi(aerirani i autoklavirani)**, proizvedeni od mješavine finog silicijskog agregata, cementa, vapna i sredstava, koje proizvodi zračne mjehuriće. Ta se smjesa njeguje procesom autoklaviranja.



Slika 1.4: Porobetonski blok

-**Kameni zidni elementi**, napravljeni od blokova kamena klesanih na određene dimenzije ili od lomljenog kamena nepravilnih dimenzija.



Slika 1.5: Zid od lomljenog kamena

Prema kontroli proizvodnje zidani elementi se dijele na kategorije (razrede) I. i II.

Zidani elementi I. kategorije su oni za koje je proizvođač osigurao stalnu kontrolu kakvoće prema odgovarajućoj normi i koji u pošiljci imaju deklariranu tlačnu čvrstoću s 5 % fraktila.

Zidani elementi II. kategorije su oni koji imaju srednju vrijednost tlačne čvrstoće jednaku deklariranoj.

Prema postotku šupljina u volumenu zidnih elemenata, dijelimo ih na: grupu 1, grupu 2a, grupu 2b, te grupu 3. Debljina vanjskih stijenki zidnih elemenata ne bi smjela biti manja od 1,5 cm (Tablica 1.1.).

Tablica 1.1: *Zahtjevi koje grupe zidnih elemenata moraju zadovoljiti*

	Grupe zidnih elemenata			
	1	2a	2b	3
Obujam šupljina (% bruto obujma) (vidi napomenu 1)	≤25	>25-45 za opečne zidne elemente >25-50 za betonske zidne elemente	>45-55 za opečne zidne elemente >50-60 za betonske zidne elemente (napomena 2)	≤70
Obujam bilo koje šupljine (% bruto obujma)	≤12.5	≤12.5 za opečne zidne elemente ≤25 za betonske zidne elemente	≤12.5 za opečne zidne elemente ≤25 za betonske zidne elemente	Ograničena površina
Površina bilo koje šupljine	Ograničena obujmom	Ograničena obujmom	Ograničena obujmom	≤2800 mm^2, osim za zidbe elemente s jednom šupljinom kada je šupljina ≤ 18000mm^2
Kombinirana debljina (% ukupne širine) (vidi napomenu 3)	≥37.5	≥30	≥20	Nema zahtjeva

NAPOMENE:

Šupljine ili utori mogu biti vertikalno oblikovani kroz zidne elemente

Ako iskustvo na razini države, utemeljeno na isptivanjima, potvrđuje da sigurnost zida nije neprihvatljivo smanjena kad postoji veći postotak šupljina, ograničenja od 55% za opečne i 60% za betonske zidne elemente, može se povećati za zidne elemente koji se rabe u zemlji koja ima takvo iskustvo.

Kombinirana debljina je debljina unutarnje i vanjske stijenke mjerena horizontalno na zidnom elementu pod pravim kutom na lice zida.

U ovoj predmetnoj konstrukciji nosivi zidovi izgrađeni su od blok opeke POROTHERM PROFI 30.

Prema tlačnoj čvrstoći koju posjeduje spada u kategoriju I, a prema postotku šupljina spada u skupinu zidnog elementa 2, što se može vidjeti u Izjavi o svojstvima. (Tablica 1.2.)

Tablica 1.2: Izjava o svojstvima za opeku POROTHERM PROFI 30

Dimenzije:						EN 771-1:2011
duljina	mm	250	± 6			
širina	mm	300	± 7			
visina	mm	238	± 6			
dopušteno odstupanje	razred	T1				
dopušteno pdstupanje	razred	R1				
Ravnost horizontalnih sljubnica:	mm	NPD				
Paralelnost ploha:	mm	NPD				
Obujamska masa:						
Bruto obujamska masa u suhom stanju	kg/m³	710				
Neto obujamska masa u suhom stanju	kg/m³	NPD				
razred	razred / %	D1	10			
Oblik i izgled:						
Skupina zidnog elementa	-	2			*EN 1996 -1*	
Postotak šupljina	%	<55				
Tlačna čvrstoća:						
razred	-	I				
Okomito na horizontalnu sljubnicu	N/mm²	10				
Normalizirana na horizontalnu sljubnicu	N/mm²	NPD				
Okomito na vertikalnu sljubnicu	N/mm²	2				
Normalizirana na vertikalnu sljubnicu	N/mm²	NPD				
Čvrstoća prijanjanja:	N/mm²	0,15/0,30				
Toplinska provodljivost $\lambda_{10,dry,unit}$:	W/m·K	0,15			*EN 1745 (λ termo malte =0,18 W/mK)*	
Paropropusnost:	-	μ = 5/10				
Trajnost proizvoda:	razred	F0				
Vodoupojnost:	%	NPD				
Početna vodoupojnost:	kg/(m²·min)	NPD				
Sadržaj aktivnih topivih soli:	razred	S0				
Širenje vlage:	mm/m	NPD				
Ponašanje pri požaru:	razred	A1				
Opasne tvari:	-	NPD				

1.1.2 Svojstva zidanih elemenata

Osnovna svojstva zidanih elemenata su njihova tlačna čvrstoća i trajnost. Do sada je bilo uobičajeno da se zidani element naziva po svojoj tlačnoj čvrstoći. No uz tu čvrstoću treba uzeti u obzir oblik elementa, tj. njegovu visinu i širinu, jer nije svejedno kakve je veličine element niti kako je ugrađen u ziđe. Manja visina uzrokuje veći broj horizontalnih sljubnica morta. Zato prelazimo na tzv. normaliziranu tlačnu čvrstoću zidanog elementa f_b. Normalizirana tlačna čvrstoća je tlačna čvrstoća zidnog elementa prevedena na tlačnu čvrstoću na zraku sušenog zidnog elementa širine 100

mm i visine 100 mm (duljina zidnog elementa nije mjerodavna). Da bi se odredila normalizirana tlačna čvrstoća, tlačna čvrstoća zidnih elemenata koji su bili sušeni na zraku pomnoži se koeficijentom δ prikazanim u *Tablici 1.3*, a ovisi o širini i visini zidnog elementa. Vrijednosti iz tablice mogu se linearno interpolirati. Srednja tlačna čvrstoća dobivena eksperimentalno (uzorci 12 sati uronjeni u vodu), pretvara se u normaliziranu tlačnu čvrstoću za suhe zidne blokove množenjem s koeficijentom; 1.10 za blokove od pečene gline, odnosno 1.20 za ostale blokove. Zatim se dobivene vrijednosti množe s faktorom oblika.

Tablica 1.3: Vrijednosti faktora oblika δ

Visina zidnog elementa (mm)	Najmanja horizontalna dimenzija zidnog elementa (mm)				
	50	100	150	200	≥250
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
≥250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Zidani elementi trebaju imati srednju tlačnu čvrstoću na tlak okomito na naliježuću ploštinu (vertikalno) barem 2.5 N/mm^2. U horizontalnom smjeru tlačna čvrstoća mora biti barem 2.0 N/mm^2. U seizmičkim područjima tlačna čvrstoća zidanih elemenata trebala bi iznositi najmanje:

- okomito na horizontalnu sljubnicu morta $f_{b,min}$=4.0 N/mm^2
- paralelno horizontalno sljubnici morta u ravnini zida $f_{bh,min}$ = 2.0 N/mm^2

Za odabranu blok opeku u proračunu, vrijednost tlačne čvrstoće okomito na horizontalnu sljubnicu iznosi 10 N/mm^2 , a okomito na vertikalnu sljubnicu iznosi 2,5 N/mm^2 (Tablica 1.2).

1.1.3 Mort

Mort je vezivni materijal koji se sastoji od mješavine anorganskog veziva, agregata i vode, a može sadržavati i dodatkeza povećanje čvrstoće, vodonepropusnosti...

Koristi se za povezivanje zidanih elemenata, odnosno služi za ostvarivanje čvrstoće zida. Vrsta morta ovisi o njegovom sastavu. Prilikom gradnje omogućava izravnavanje geometrijskih odstupanja blokova i njihovo međusobno vezanje te ravnomjernu raspodjelu tlačnih napona.

Glavni sastojci morta:

- vezivo (hidratizirano vapno, hidrauličko vapno, cement)
- agregat (pijesak ili neki drugi materijal određen prema normi)
- voda (ne smije sadržavati štetne tvari)

Kemijski dodaci mortu koji služe za njegovu modifikaciju razvrstani su prema svojem ponašanju, npr:

-dodaci koji plastificiraju mort

-dodaci koji čine mort nepropusnim za vodu

-dodaci koji sprječavaju vezivanje tvornički izmješanog suhog morta

Prilikom korištenja kemijskih dodataka u mortu, potrebno je osigurati primjeren nadzor pri izvedbi i uporabi morta. Osnovni uvjet je da kemijski dodaci ne pogoršaju svojstva morta ispod neprihvatljive granice, te da pri njihovom korištenju utvrdimo je li ugrožena nosivost, trajnost ili nepropusnost zida

U gradnji se može rabiti jedna od sljedećih vrsta mortova:

- **cementni mort**; mort spravljen od određenih omjera cementa i pijeska zajedno sa plastifikatorima ako je to opravdano.

- **cementno-vapneni mort**; mješavina određene količine cementa, vapna i pijeska. Za tu vrstu morta kod nas se uvriježio izraz „produženi mort“ (najčešće se upotrebljava).

- **hidrauličnivapneni mort**; mješavina određene količine hidratiziranog vapna i pijeska

- **tankoslojni mort**; unaprijed pripremljeni cementni mort s maksimalnim zrnom pijeska od 1.0 mm i s kemijskim dodacima. Debljina ovog morta u horizontalnim sljubnicama je od 1 do 3 mm.

- **unaprijed pripremljeni mort**; dopremljen na gradilište u suhom stanju u vrećama ili već pripremljen za uporabu, ali s usporivačem vezanja.

- **tankoslojni mort;** unaprijed pripremljeni cementni mort s maksimalnim zrnom pijeska do 1,0 mm i s kemijskim dodacima. Debljina morta u horizontalnim sljubnicama je od 1 do 3 mm

- **lakoagregatni mort**; mort spravljen od lakog agregata čija je gustoća obično manja od 1000 kg/m^3. Agregat može biti: perlit, ekspandirana glina, plovućac i slično.

Mort se klasificira prema svojoj proračunskoj tlačnoj čvrstoći, a označava se slovom M nakon kojeg slijedi broj koji predstavlja tlačnu čvrstoću u N/mm^2. U većini propisa u svijetu odnos komponenata morta se određuje volumenski, odnosno sastavi morta dani su u volumenskim omjerima. No ističe se da su omjeri po težini (masi) svakako točniji nego volumenski odnosi i trebaju

se upotrebljavati. To se postiže tako da se, poznavajući volumensku težinu koja se izmjeri na gradilištu, iz volumenskih omjera izračunaju težinski (*Tablica 1.4.*).

Tablica 1.4: Volumenski sastav morta

Vrste mortova	Minimalna tlačna čvrstoća nakon 28 dana (N/mm^2)	Približni sastav		
		cement	hidratizirano vapno	pijesak
M20	20	treba odrediti ispitivanjem		
M15	15	1	0-1/4	3
M10	10	1	$\frac{1}{4}-\frac{1}{2}$	$4-4\frac{1}{4}$
M5	5	1	$\frac{1}{2}-1\frac{1}{4}$	5-6
M2,5	2.5	1	$1\frac{1}{4}-2\frac{1}{2}$	8-9
M1	1	1	nije definirano	>9

U slučaju kad je tlačna čvrstoća manja ili značajno veća nego ona dana u *Tablici 1.4.*, dopušteno je da se mijenjaju omjeri (proporcije) cementa, vapna i pijeska, kako bi se postigla zahtijevana čvrstoća. Mort promijenjenim sastavom može se upotrebljavati ako je njegovaispravnost dokazana ispitivanjem. Laboratorijska ispitivanja takvih mješavina trebaju dati čvrstoću na tlak najmanje 20% veću od one iz *Tablice 1.4*, ali i druga svojstva kao što su prionjivost i trajnost mogu biti također važne. U *Tablici 1.4.* kao najslabiji mort dopušten u nearmiranom zidu je onaj sa oznakom M1, dok je M5 najslabiji mort za armirano ili prednapeto zide. Tankoslojni mortovi moraju biti najmanje oni oznake M5, a isto pravilo se odnosi i na lakoagregatni mort.

Povećanje trajnosti biti će dosegnuto s čvršćim mortovima koji sadrže više cementa, ali će tada biti veća tendencija nastajanja pukotina u zidanim konstrukcijama. Povećanje sposobnosti da se prilagodi pomacima postići će se uporabom slabijih mortova koji sadrže manje cementa i više vapna. Povećana otpornost na mraz dobiva se uporabom morta s dodatkom plastifikatora, dok se tim istim dodatkom smanjuje čvrstoća prianjanja i otpornost na penetraciju kiše.

Ako se želi rabiti mort koji sadrži kemijske dodatke, kao npr. plastifikatore, usporivače ili agregat koji nije prirodni pijesak, treba ispitivanjem provjeriti da prionjivost između takvog morta i zidanog elementa nije manja od one koja bi se postigla rabeći mort bez tih dodataka.

- U predmetnoj konstrukciji odabran je mort M10 (fm=10,0 MPa).

1.2. Vrste zida

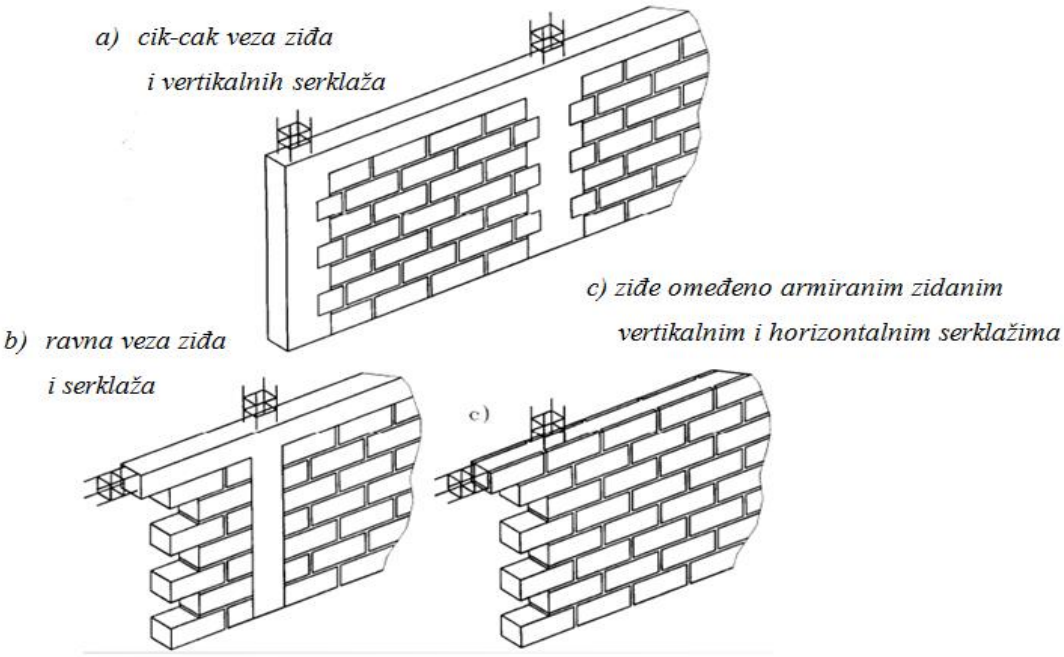
1.2.1 Nearmirano zide

Nearmirano zide kod kojega slom nastupa posmikom ponaša se kao krhki konstrukcijski element ograničene mogućnosti apsorpcije energije. Samo jedna dijagonalna pukotina može uzrokovati ubrzani krhki slom. Zbog navedenih razloga rjeđe se koristi za složene konstrukcijske zahvate.

1.2.2 Omeđeno zide

Omeđeno zide jest ono koje se nakon zidanja omeđuje armiranobetonskim vertikalnim i horizontalnim serklažima. Time se postiže: bolja (cik-cak) povezanost zida i betona vertikalnih serklaža, ostavlja vremena mortu u zidu da se osuši, te da se dogodi veći dio deformacija zbog sakupljanja. Na slici1.6. prikazane su skice triju tipova omeđenog zida. Vertikalni i horizontalni serklaži nemaju učinak okvirne konstrukcije nego zajedno sa zidem čine nosivu konstrukciju. Oni su najčešće iste ili manje debljine od debljine zida, a nekada se njihova prisutnost u zidu ne vidi jer su skriveni u šupljine zidnih elemenata. Omeđeno zide preuzima vertikalna opterećenja od gornjih katova zgrade, dok serklaži znatno doprinose duktilnom ponašanju zida.

Slika 1.6: Primjeri omeđenog zida



Okviri ispunjeni zidem sastoje se od armiranobetonskih ili čeličnih okvira koji se naknadno ispunjavaju zidem. Zide im povećava krutost i nosivost na horizontalno opterećenje. Građevine izvedene od okvira sa zidanom ispunom pružaju veći otpor horizontalnim silama nego zidane građevine bez okvira ili okvirne konstrukcije bez ispune. Tako izveden konstrukcijski element, osim što ima veću krutost, ima i veće svojstvo apsorpcije (primanja) i disipacije (trošenja) energije seizmičkih sila. No, zbog veće krutosti, okvir ispunjen zidem preuzima i veće seizmičke sile.

Za razliku od omeđenog zida, stupovi i grede okvira ispunjenog zidem najčešće su debljine veće od debljine zida ispune. Ispunsko zide okvira nosi samo svoju vlastitu težinu, a vertikalna opterećenja gornjih katova preuzimaju grede i stupovi okvira.

Mogućnost korištenja ispune za ojačanje armiranobetonskih i čeličnih okvira ograničava se propisima zbog nedostatka sigurnih i pouzdanih podataka o ponašanju takvih okvira te nosivosti i krutosti, što je navelo mnoge istraživače da teoretski i eksperimentalno istraže takve konstrukcije.

Mnoga istraživanja su pokazala:

- nosivost ispunjenog okvira je dvostruko veća od one usporednog armiranobetonskog okvira bez ispune,

- krutost ispunjenog okvira je za uporabno opterećenje je 2,7 puta veća od isto takvog okvira bez ispune,

- početna krutost ispunjenog okvira je 5 puta veća od usporednog,

-usporedni armirano-betonski okvir pokazuje 3,3 puta veću kumulativnu duktilnost (suma svih duktilnosti prethodnih ciklusa) od ispunjenog okvira,

-ukupno trošenje seizmičke energije ispunjenog okvira je 1.5 puta veća od usporednog okvira

-tijekom cikličkog naizmjeničnog opterećenja ispunjenog okvira dolazi do raspadanja ispune, što potvrđuje pretpostavku da se takve konstrukcije ponašaju kao cjelina, te da zid sudjeluje u nošenju.

Nosivost ovih zidova ovisi o nizu čimbenika kao što su: dimenzije, kakvoća betona i armature okvira, kakvoća i vrsta zidnih elemenata i morta, kakvoća zidanja, povezivanje zida ispune i okvira itd.

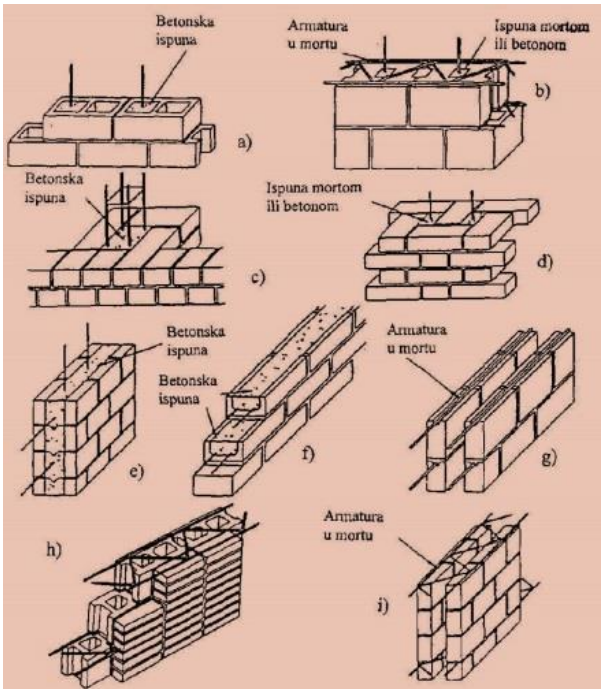
1.2.3 Armirano zide

Opća pravila, odnosno mehanička svojstva gradiva, te nosivost na vertikalno opterećenje na zidane konstrukcije vrijede podjednako za armirano i nearmirano zide.

Armaturom u zidu povećavamo duktilnost (žilavost) što omogućuje bolje ponašanje konstrukcije pri raznim opterećenjima. U slučaju djelovanja velikih horizontalnih sila od potresa nearmirano zide često nije dovoljno otporno na velika posmična i vlačna naprezanja koja tada nastaju u zidovima. Armirano zide ima puno bolju otpornost na posmična i vlačna naprezanja od horizontalnih sila.

Zid se može armirati i horizontalnom i vertikalnom armaturom, no u nekim slučajevima bit će dovoljna samo horizontalna armatura. Armatura u zidovima mora biti dobro usidrena te se obično postavlja u mort u horizontalnim sljubnicama. Armatura se najčešće izvodi od tanjih profila čelika (žice), pojedinačnih ili spojenih u obliku horizontalne rešetke ili „ljestvi“ te u raznim oblicima mreža. Kod zidnih elemeanata koji imaju veće vertikalne šupljine ili su takvi da oblikuju horizontalni žlijeb u zidu, moguće je postaviti armaturu u takve šupljine, tj. žljebove.

Kod duljih zidova treba voditi računa o povezanosti armatura u uzdužnom smjeru preklopom ili zavarivanjem. Vertikalne šupljine pogodne su za postavljanje vertikalne armature ali je potrebno voditi računa i o fizikalnim zahtjevima, odnosno prolasku topline.



Slika 1.7: Primjeri armiranog zida

1.3. Mehanička svojstva zida

1.3.1 Tlačna čvrstoća zida(fk)

Zide opterećeno u jednoosnom tlaku postiže slom uglavnom razvojem vlačnih pukotina paralelnih pravcu djelovanja opterećenja, koja su kao rezultat vlačnih naprezanja okomita na glavna tlačna naprezanja. Čvrstoća zida u tlaku je manja nego nominalna tlačna čvrstoća bloka, od kojeg je zide izvedeno. S druge strane, čvrstoća zida može značajno prekoračiti slomnu čvrstoću kocke morta.

Opća svojstva:

(a) sekundarno vlačno naprezanje, koje prouzročuje pukotinski slom zida, posljedica je spriječenih deformacija morta u sljubnicama zida;

(b) prividna tlačna čvrstoća bloka u standardnim ispitivanjima na tlak nije prava mjera čvrstoće bloka u zidu, jer je način sloma različit;

(c) mort može podnijeti povećana tlačna naprezanja u fugama zbog višeosnog stanja naprezanja.

Karakteristična tlačna čvrstoća zida, f_k, može biti određena ili iz granične čvrstoće zida visine kata ispitanog do sloma ili iz tlačne čvrstoće manjih uzoraka zida. Rabe se materijali, zidanje i vez onako kako se oni primjenjuju i u praksi. Zapiše se količina vlage zidnog elementa u vrijeme polaganja u sloj morta. Odredi se normalizirana tlačna čvrstoća f_b, zidnog elementa. Ako se čvrstoća zidnog elementa s vremenom mijenja, njihova tlačna čvrstoća ispitivat će se kad se ispituje i zide. Rabi se mort koji treba pripremiti tako da mu se sastojci vežu, a odrede se na osnovi volumnih omjera suhog materijala koji odgovaraju određenoj vrsti morta. Ako se, kako je to uobičajeno, rabi vlažan pijesak, treba uzeti u obzir količinu vlage. Rabe se najmanje 3 uzorka, visina uzorka zida treba biti barem tri puta veća od njegove širine, pet puta veća od visine zidanog elementa i veća od duljine uzorka. Zidovi se ispituju ili nakon 7 ili 28 dana starosti, ili kada je postignuta neka određena čvrstoća morta. Uzorak se postavi centrično da se uzdužna os uzorka i uzdužna os stroja za ispitivanje poklope. Opterećenje se nanosi jednoliko po cijeloj površini na vrhu i na dnu zida. Ono se neprekidno povećava tako da se slom dosegne nakon 15 do 30 minuta. S pomoću četiri elektronska uređaja, ekstenzometra, mjere se deformacije uzorka u vertikalnom smjeru. Ekstenzometri se postave po dva na svaku plohu zida, a kao relativna deformacija uzorka uzima se srednja vrijednost od sva četiri očitanja. Potrebno je izdvojiti vrijednosti izmjerene relativne deformacije, $\varepsilon_{1/3}$, pri sili jednakoj trećini maksimalne.

Karakteristična tlačna čvrstoća zida se određuje prema rezultatima ispitivanja u skladu s EN 1052-1, koji su provedeni za dati projekt ili su dostupni iz ranije provedenih ispitivanja. Rezultati su prikazani u tablici ili preko jednadžbe:

$$f_k = K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta}$$

gdje je:

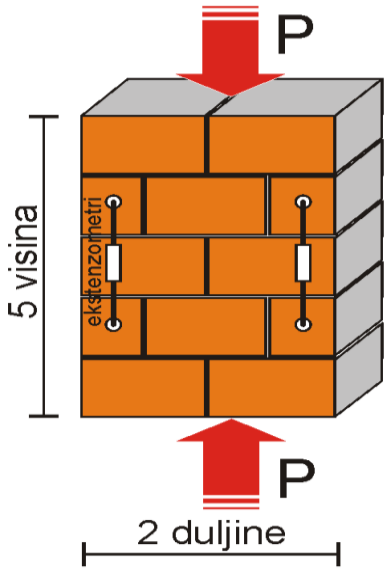
f_k karakteristična tlačna čvrstoća ziđa u N/mm^2

K konstanta

α, β konstante

f_b normalizirana srednja tlačna čvrstoća zidnog elementa u smjeru primijenjene sile u N/mm^2

f_m tlačna čvrstoća morta u N/mm^2



Slika 1.8: Ispitivanje tlačne čvrstoće ziđa

Tlačna čvrstoća je jedno aksijalno opterećenje probnog uzorka (kocke ili valjka) po jedinici površine, kod kojeg nastaje razorna deformacija i njegov lom. Veza između karakteristične tlačne čvrstoće ziđa, f_k, i normalizirane srednje tlačne čvrstoće zidnog elementa , f_b, i morta čvrstoće, f_m, se definira prema:

Za ziđe zidano mortom opće namjene i laganim mortom

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

Za ziđe zidano tankoslojnim mortom, debljine horizontalnih sljubnica 0,5 do 3,0 mm, glinenim zidnim elementima grupe 1 i 4, kalcijsko silikatnim, betonskim, aeriranim i autoklaviranim zidnim elementima.

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}$$

Za zide zidano tankoslojnim mortom, debljine horizontalnih sljubnica 0,5 do 3,0 mm, glinenim zidnim elementima grupe 2 i 3.

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}$$

gdje je:

K konstanta definirana prema tablici 3.1.

fb normalizirana tlačna čvrstoća zidnog elementa (N / mm)

fm nazivna tlačna čvrstoća morta (N / mm)

Uz zadovoljavanje sljedećih pretpostavki:

f_b se ne uzima veća od 75 N/mm^2 kada se zidni elementi postavljaju u mort opće namjene.

f_b se ne uzima veća od 50 N/mm^2 kada se zidni elementi postavljaju u tankoslojni mort.

f_m se ne uzima veća od 20 N/mm^2 ili od 2f_b kada se zidni elementi postavljaju u tankoslojni mort.

f_m se ne uzima veća od 10 N/mm^2 kada se zidni elementi postavljaju u tankoslojni mort.

Debljina zida je jednaka širini ili duljini zidnog elementa tako da nema uzdužne vertikalne sljubnice morta kroz cijeli zid ili jedan dio duljine zida.

Koeficijent varijacije čvrstoće zidnih elemenata nije veći od 25%.

U slučaju kada je djelovanje paralelno smjeru pružanja horizontalnih sljubnica, karakteristična tlačna čvrstoća se može odrediti korištenjem prethodnih jednadžbi koristeći normaliziranu tlačnu čvrstoću zidnog elementa, f_b, dobivenu ispitivanjem gdje je smjer djelovanja opterećenja jednak smjeru djelovanja opterećenja na zidu, uzimajući u obzir faktor δ, koji nije veći od 1,0. Za zidne elemente grupe 1 i 2 konstanta *K* treba biti pomnožena s 0,5 *(Tablica 1.5.).*

Tablica 1.5: Konstanta K za mort opće namjene, tankoslojni mort i lagani mort

Zidni element		Mort opće namjene	Tankoslojni mort (horizontalne sljubnice debljine ≥0,5 mm i ≤3,0 mm)	Lagani mort gustoće	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ kg/m^3	$800 \leq \rho_d \leq 1300$ kg/m^3
Glineni	Grupa 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Grupa 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Grupa 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Grupa 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Kalcijsko-silikatni	Grupa 1	0,55	0,80	†	†
	Grupa 2	0,45	0,65	†	†
Betonski	Grupa 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Grupa 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Grupa 3	0,40	0,50	†	†
	Grupa 4	0,35	†	†	†
Porasti (autoklavirani, aerirani)	Grupa 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Proizvedeni kameni	Grupa 1	0,45	0,75	†	†
Prirodni kameni	Grupa 1	0,45	†	†	†
† Kombinacija zidnog elementa i morta nije uobičajena, vrijednost nije dana					

Za predmetnu konstrukciju karakteristična tlačna čvrstoća ziđa iznosi:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 0,55 \cdot 11,5^{0,65} \cdot 10^{0,25} = 4,784 \text{ N}/mm^2$$

1.3.2 Posmična čvrstoća ziđa

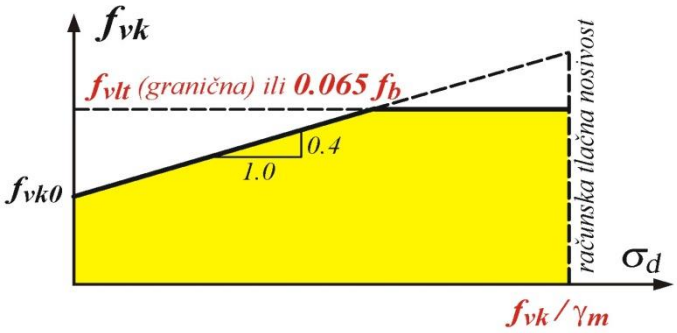
Zidane konstrukcije su često podvrgnute posmičnom djelovanju, istovremeno s tlačnim opterećenjem. Poznato je da posmična čvrstoća pada s povećanjem visine zida, dok raste s porastom debljine. Također, dokazano je da stupanj zasićenosti vodom punih glinenih blokova za vrijeme zidanja ima utjecaj na početnu posmičnu čvrstoću, čvrstoća je vrlo mala i promjenljiva ovisno o tome je li opeka zasićena vodom ili je suha. Slom zidnih panela uslijed posmika je uglavnom u dijagonalnom vlaku. Pri malom predtlačnom naprezanju, razvijaju se stepenaste pukotine uglavnom duž fuga, približno pod kutem od 45°, a mjestimično odstupaju od tog pravca. Ako se predtlačno

naprezanje poveća, glavna vlačna naprezanja prouzrokuju slom pod većim kutom u odnosu na horizontalnu ravninu, te pukotine prolaze vertikalno kroz fuge. Predloženo je da se za kriterij sloma uzme kritična vrijednosti glavnih vlačnih naprezanja. Pojava prve pukotine u zidu je u suglasju s ovim kriterijem, ali vrijednost glavnog vlačnog naprezanja pri slomu nastupa tek pri povećanju predtlačnog naprezanja.

Karakteristična posmična čvrstoća nearmiranog zida zidanog mortom opće namjene, tankoslojnim mortom debljine sljubnica 0,5 do 3,0 mm ili lakog morta se može odrediti ispitivanjem ili prema izrazu:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0{,}4\sigma_d$$

ali ne više od $0{,}065 f_b$ ili f_{vlt}



Slika 1.9: Ovisnost posmične čvrstoće i tlačnog naprezanja

gdje su:

f_{vko} karakteristična posmična čvrstoća, pri nultom tlačnom naprezanju

f_{vlt} limitirajuća vrijednost od f_{vk}

σ_d proračunsko tlačno naprezanje okomito na posmik u elementu na razini na kojoj se promatra, uzimajući u obzir odgovarajuću kombinaciju opterećenja koja se bazira na jednolikoj raspodjeli naprezanja u tlačnom dijelu zida koji pruža posmičnu nosivost.

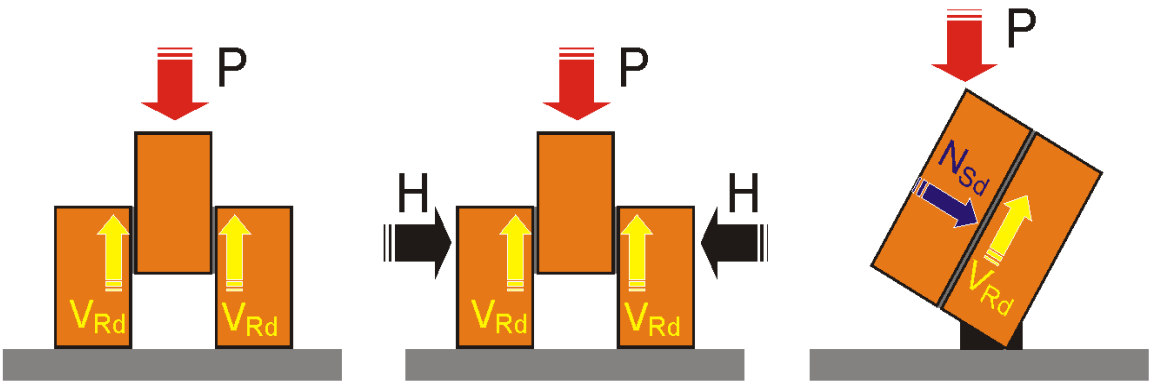
f_b normalizirana tlačna čvrstoća zidnih elemenata za smjer djelovanja opterećenja na ispitane uzorke, okomito na naliježuću površinu.

Eksperimentalno određivanje posmične čvrstoće, fvk , vrši se na uzorcima (Slika 1.10.)

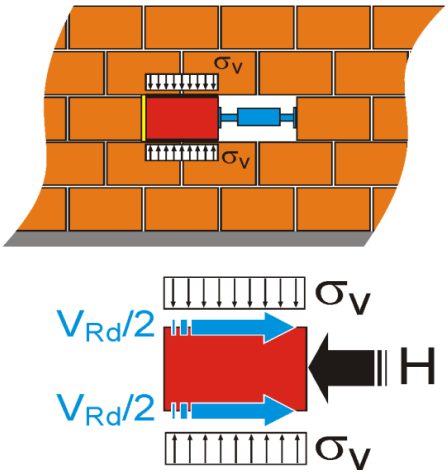
a) bez normalnog naprezanja

b) dodavanjem normalnog naprezanja

c) s uvijek prisutnim tlačnim naprezanjem



Slika 1.10: Ispitivanje posmične čvrstoće zida



Slika 1.11: Ispitivanje posmične čvrstoće zida – in situ

Karakteristična posmična čvrstoća nearmiranog zida zidanog mortom opće namjene, tankoslojnim mortom debljine sljubnica 0,5 do 3,0 mm ili lakog morta uz uvjet da vertikalne sljubnice nisu ispunjene mortom, ali su sa susjednim plohama zidnih elemenata postavljene jedna uz drugu, definirana je izrazom:

$$f_{vk} = 0{,}5 f_{vko} + 0{,}4\sigma_d$$

ali ne više od $0{,}045 f_b$ ili f_{vlt}

Početna posmična čvrstoća zida, f_{vko}, može biti određena ispitivanjem ili na osnovu vrijednosti danih u *Tablici 1.6*.

Tablica 1.6: Vrijednosti početne posmične čvrstoće f_{vko}

Zidni element	f_{vko} (N/mm^2)			
	Mort opće namjene		Tankoslojni mort (debljine horizontalnih sljubnica ≥0,5 mm i ≤3,0 mm)	Lagani mort
Glina	M10 – M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,20		
	M1 – M2	0,10		
Kalcijsko-silikatni	M10 – M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 – M9	0,15		
	M1 – M2	0,10		
Betonski	M10– M20	0,20	0,30	0,15
Porasti (autoklavirani aerirani)	M2,5 – M9	0,15		
Kameni	M1 – M2	0,10		

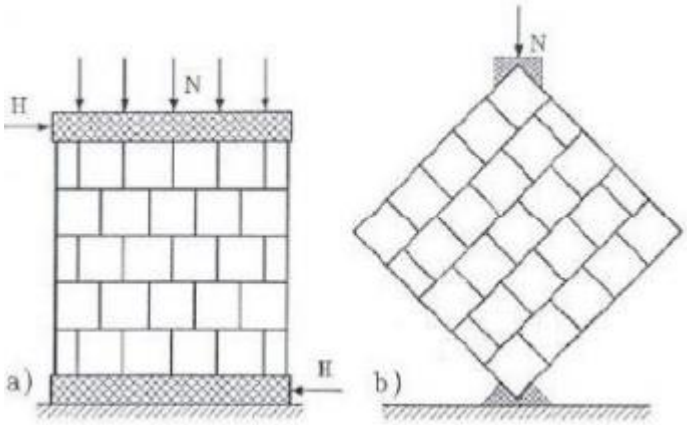
1.3.3 Vlačna čvrstoća zida

Referentna vlačna čvrstoća zida je ona kod koje dolazi do vlačnog otkazivanja kad je zid opterećen istodobno vertikalnim i horizontalnim opterećenjem. Vertikalno je opterećenje stalno prisutno, a horizontalno je povremeno, uzrokovano vjetrom ili potresom.

Referentnu vlačnu čvrstoću može se odrediti ispitivanjem zida opterećenog nepromjenljivim vertikalnim opterećenjem, silom N, i postupno rastućom horizontalnom silom H do dijagonalnog sloma (*Slika 1.12.*.) ili pomoću propisanih tablica.

Vlačna čvrstoća zida zidanog sa standardnim mortom (cement/vapno/pijesak) je relativno mala i promjenljiva. Vlačna čvrstoća zida može se povećati zbog ravninskog savijanja ili savijanja van ravnine zida. U slučaju ravninskog savijanja, vlačna čvrstoća ovisi o adheziji bloka i morta. Stvaranje etringita, na dodiru gline i cementa, koje ovisi o odnosu promjera pora u bloku i veličini mikrokristala etringita, presudno je za vlačnu čvrstoću na kontaktu bloka i cementne paste. Za ostvarivanje mehaničke veze potrebna je veličina pora u bloku veća od 0.05 mm, te ispravno hidratizirani cement iza sloja etringita, usprkos povlačenju dijela vode zbog upijanja bloka. Ako je blok suh i ima visok kapacitet upijanja vode, postojat će djelomično hidratizirane zone u cementnoj pasti debljine nekoliko milimetara, te zbog toga smanjena mehanička čvrstoća. Zato treba naglasiti

da je količina vlage u trenutku zidanja od velike važnosti pri određivanju vlačne čvrstoće veze bloka i morta.

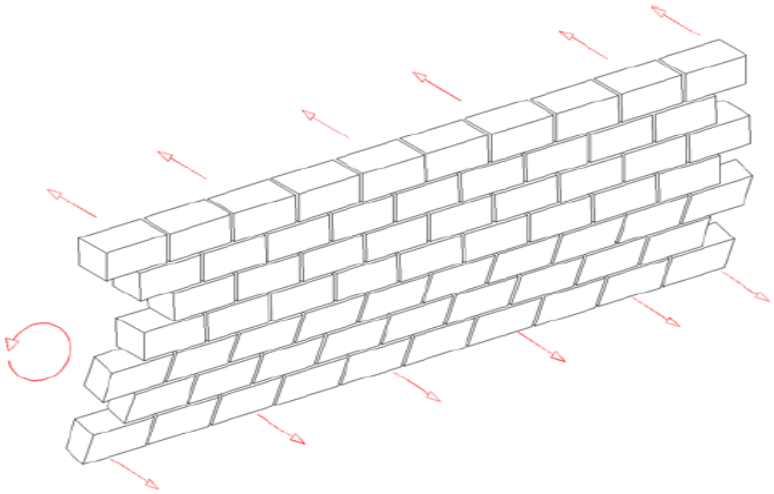


Slika 1.12: Ispitivanje vlačne čvrstoće zida

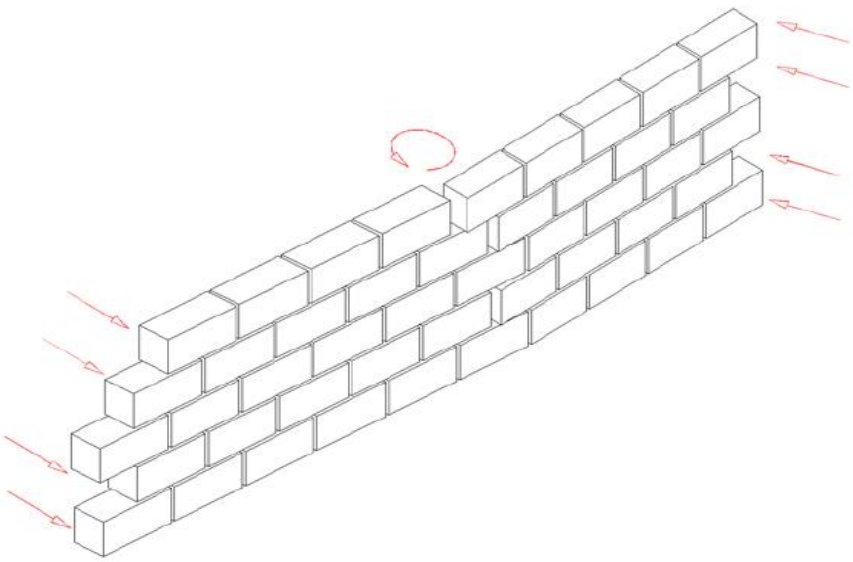
1.3.4 Savojna čvrstoća zida

Karakteristična čvrstoća na savijanje nearmiranog zida f_{xk} je ona čvrstoća ispod koje ne pada više od 5% rezultata.

U pogledu savijanja izvan ravnine zida promatraju se sljedeće situacije: čvrstoća na savijanje u slučaju kada je ravnina otkazivanja paralelna horizontalnim sljubnicama f_{xk1}*(Slika 1.13)* te čvrstoća na savijanje u slučaju kada je ravnina otkazivanja paralelna vertikalnim sljubnicama f_{xk2}*(Slika 1.14.).*



Slika 1.13: Ravnina otkazivanja paralelna horizontalnim sljubnicama, f_{xk1}



Slika 1.14: Ravnina otkazivanja okomita na horizontalne sljubnice, f_{xk2}

Karakteristične vrijednosti čvrstoća na savijanje f_{xk1} i f_{xk2} se određuju ispitivanjem. U slučaju kada ispitni podaci za zide izrađenih sa mortom opće namjene, tankoslojnim i laganim mortom nisu dostupni, čvrstoća na savijanje se može uzeti iz *Tablica 1.7. i 1.8*, uz uvjet da su tankoslojni mort i lagani mort M5 ili više.

Tablica 1.7: Vrijednosti f_{xk1}, slomna ravnina paralelna horizontalnim sljubnicama

Zidni element	f_{xk1} (N/mm^2)			
	Mort opće namjene		Tankoslojni mort	Lagani mort
	$f_m < 5$ N/mm^2	$f_m \geq 5$ N/mm^2		
Glineni	0,10	0,10	0,15	0,10
Kalcijsko-silikatni	0,05	0,10	0,20	Ne koristi se
Betonski	0,05	0,10	0,20	Ne koristi se
Porasti	0,05	0,10	0,15	0,10
Industrijski kamen	0,05	0,10	Ne koristi se	Ne koristi se
Obrađeni prirodni kamen	0,05	0,10	0,15	Ne koristi se

Tablica 1.8: Vrijednosti f_{xk2}, slomna ravnina okomita na horizontalne sljubnice

Zidni element		f_{xk2} (N/mm^2)			
		Mort opće namjene		Tankoslojni mort	Lagani mort
		f_m< 5 N/mm^2	f_m≥ 5 N/mm^2		
Glineni		0,20	0,40	0,15	0,10
Kalcijsko-silikatni		0,20	0,40	0,30	Ne koristi se
Betonski		0,20	0,40	0,30	Ne koristi se
Porasti	ρ<400 kg/m^3	0,20	0,40	0,20	0,15
	ρ≥400 kg/m^3	0,20	0,40	0,30	0,15
Industrijski kamen		0,20	0,40	Ne koristi se	Ne koristi se
Obrađeni prirodni kamen		0,20	0,40	0,15	Ne koristi se

1.3.5 Deformacijska svojstva zida

Modul elastičnosti E

Modul elastičnosti u slučajevima kada se ne proučavaju dugotrajni efekti se određuje ispitivanjem. U nedostatku eksperimentalnih ispitivanja, sekantni modul elastičnosti pod opterećenjem (do 1/3 slomnog opterećenja, *Slika 1.15.*) za sve vrste zida uzima se kao:

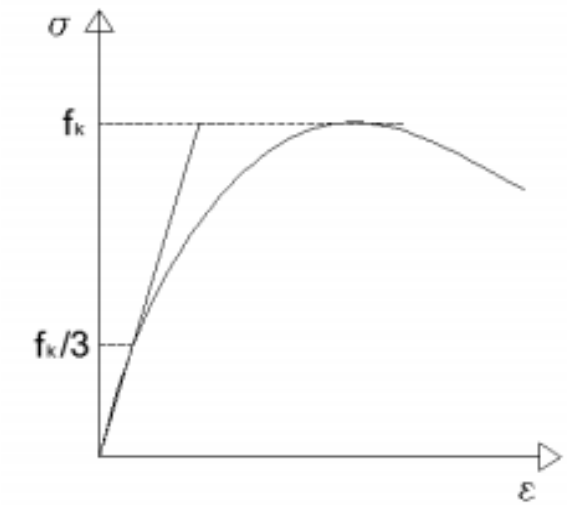
$$E = K_E \cdot f_k$$

gdje je:

- K_E koeficijent čija je preporučena vrijednost 1000, osim ako nije posebno definirano u nacionalnom dodatku
- f_k karakteristična tlačna čvrstoća zida

Modul elastičnosti za predmetnu konstrukciju iznosi:

$$E = K_E \cdot f_k = 1000 \cdot 4{,}78 = 4784\ MPa$$



Slika 1.15: Dijagram naprezanja-relativna deformacija

Modul posmika G

Modul posmika G uzima se kao 40 % vrijednosti modula elastičnosti E; G = 0,4 E Pri proračunu na djelovanje potresa uzima se kao; G = 0,167 E

Modul posmika za predmetnu konstrukciju iznosi:

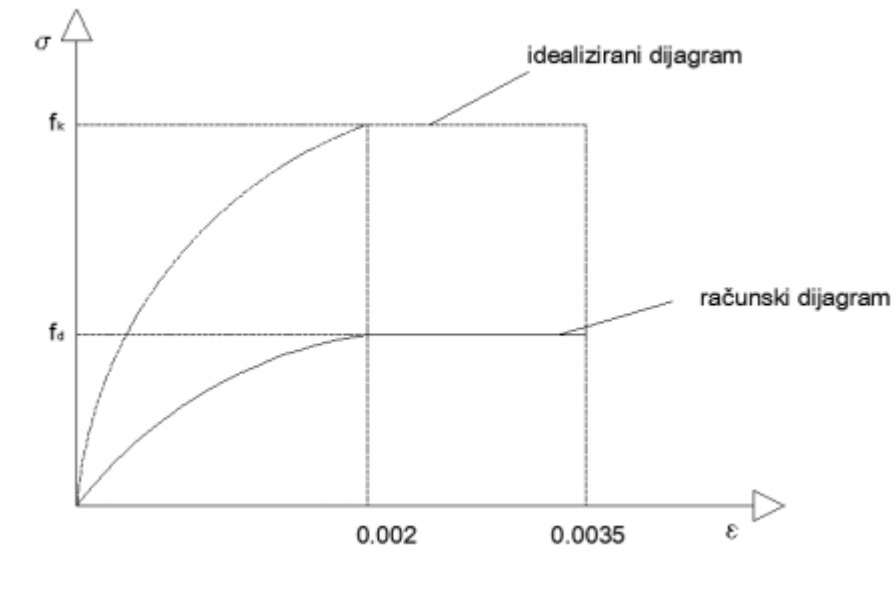
G = 0,4 · E = 0,4 · 4784 = 1913,6 MPa

Za potresno djelovanje modul posmika iznosi:

G = 0,167 · E = 0,167 · 4784 = 798,93 Mpa

1.3.6 Odnos naprezanja i relativne deformacije (σ – ε)

Odnos je prikazan na slici 1.15. U proračunu se σ – ε dijagram može uzeti kao površina ispod ispod parabole + pravokutnika ili kao pravokutnik za verifikaciju presjeka kod graničnog stanja nosivosti. Valja imati na umu da zidni elementi s velikim šupljinama mogu imati krhki slom već kod relativne deformacije ε = 0.002 , tj. prije horizontalnog duktilnog ponašanja (Slika 1.16).



Slika 1.16: Računski dijagram naprezanja – relativna deformacija

Deformacijska svojstva trebala bi se odrediti eksperimentalno. U nedostatku takvih ispitivanja, vrijednosti iz tablica uzimaju se kao računske vrijednosti za puzanje, skupljanje i toplinsko širenje, a odnose se na deformacijska svojstva zida. Te vrijednosti su izvedene za određene vrste zidnih elemenata. Deformacijska svojstva zida mogu varirati značajno i zato se mora očekivati da će neke vrijednosti biti iznad, a neke ispod onih zadane u proračunu.

2. Tehnički opis

2.1. Općenito

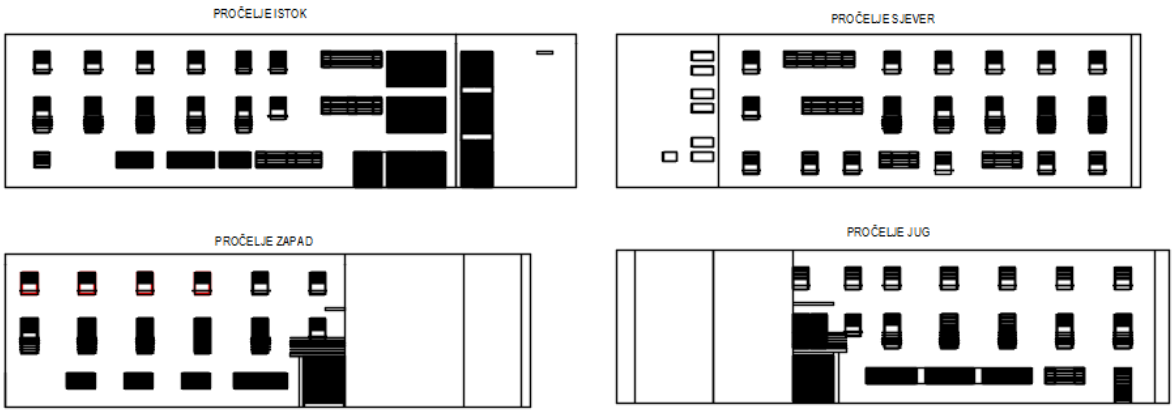
Predmet ovog Diplomskog rada je proračun stambene zgrade s konstruktivnim sustavom zidanih zidova. Predmetna građevina je stambeno poslovna zgrada na tri etaže, tlocrtno je građevina približno pravokutna (svaki od krakova 'L' oblika). Tlocrtne dimenzije navedene konstrukcije su L_{X1}= 32,30 m, L_{y1}=11,05 mjednog kraka, te L_{X2} = 11,05 m i L_{X2} = 23,65 m drugog kraka. Ukupna brutto površina građevine iznosi 618,25m^2.

Visina prve etaže je 3,40 m, ostale dvije etaže su visine 2,90 m, dok je debljina ploče 0,16 m, što čini 9,20 m ukupne visine objekta mjereno od podne ploče prizemlja.

Nosivu konstrukciju čine vertikalni konstrukcijski elementi izrađeni od ziđa i armiranog betona u samoj jezgri konstrukcije, te horizontalni konstrukcijski elementi odnosno armirano-betonske međukatne ploče debljine 0,16m. Pokrov konstrukcije čini neprohodni ravni krov izveden od AB ploče također debljine 0,16m. Konstrukcija je ojačana vertikalnim i horizontalnim serklažima.Iznad vanjskih vrata i prozora postavljeni su nadvoji. Svi armirano betonski elementi, dakle vertikalni i horizontalni serklaži, nadvoji, ploče i jezgra, su izvedeni od betona klase C 25/30, armiranog čelikom za armiranje B500B.

Konstrukcija temelja je armirano-betonska, a sastoji se od: temeljnih traka, nadtemeljnih zidova i podne ploče Svi elementi temelja izrađeni su od betona klase C25/30 i armirani čelikom za armiranje B500B.

Gravitacijska djelovanja se preko međukatnih ploča prenose na zidove te horizontalne i vertikalne serklaže – do temelja. Horizontalna djelovanja se dominantno preuzimaju po zidovima.

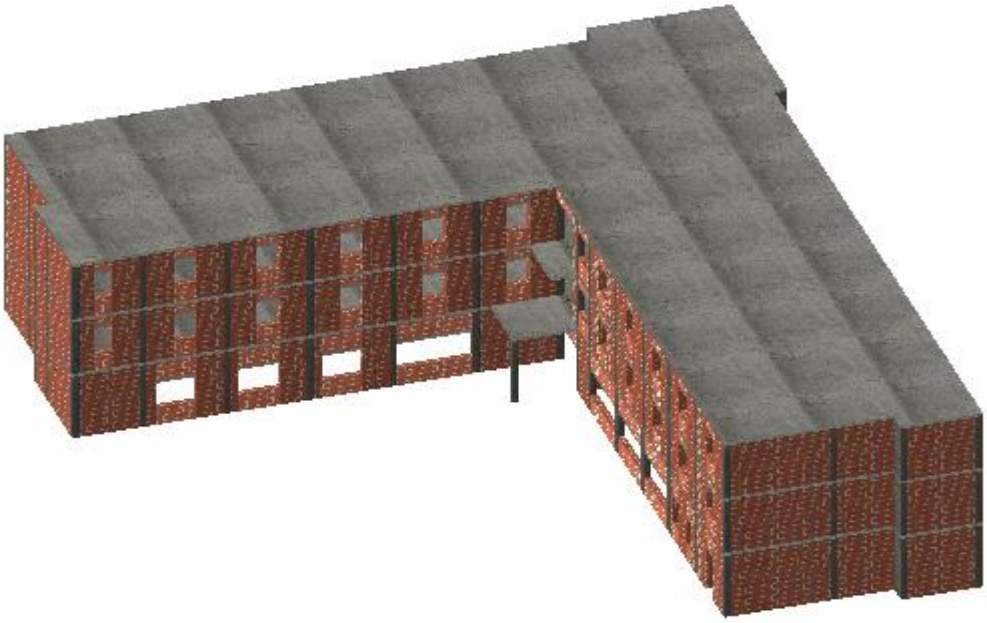


Slika 2.1: Prikaz pročelja zgrade

2.2. Proračunski modeli

Proračunski model je napravljen u računalnom programu AmQuake i Scia Engineer. AmQuake je računalni program koji kombinirajući metodu ekvivalentnog okvira i metodu naguravanja provodi dokaz potresne otpornosti za zidane konstrukcije.Scia Engineer je integrirana platforma sa velikim izborom građevinskih materijala za strukturne analize i dizajna svih vrsta projekata.Cilj ove analize je bio provjeriti zadovoljava li model uvjete KGS i GSU.

U nastavku je dan opis modela i korištenih materijala u modelu.



Slika 2.2: Model zgrade izrađen u računalnom programu AmQuake

2.3. Konstruktivne pojedinosti

2.3.1 Temelji

Temeljenje je izvršeno na stjenovitom tlu tipa A. Temelji su trakasti, dimenzija 0,60 x 0,60 m, zbog uvjeta da kontaktna naprezanja ne premaše nosivost tla. Nadtemeljni zid je dimenzija 0,30 x 1,15 m. Podna ploča je debljine 15 cm. Svi elementi temelja izrađeni su od betona klase C25/30 i armirani čelikom za armiranje B500B.

2.3.2 Zidovi

Nosivi zidovi izgrađeni su od blok opeke POROTHERM PROFI 30. To je brušena opeka koja je prirodni i ekološki prihvatljiv proizvod sa odličnim toplinskim, seizmičkim i zvučnim svojstvima. Izrađena je od prirodnih materijala gline, pijeska i piljevine, a nakon eksploatacije može se u potpunosti reciklirati. Odlikuje se s mnoštvom karakteristika poput 50% bržom izgradnjom, 90% manjim utroškom morta u odnosu na klasičnu opeku, odličnim mehaničkim karakteristikama dobivenim ispitivanjima, brzim i ekonomičnim zidanjem, minimalnom upotrebom alata, uređaja i manjim utroškom žbuke.

Za zidanje rabljen je produžni mort marke M10 (fm=10,0 N/mm2), kojemu odgovara sljedeći volumni sastav: cement :

hidratizirano vapno : pijesak = 1 : (¼ - ½) : (4 - 4¼)

Obvezno je popunjavanje mortom horizontalnih i uspravnih sljubnica između zidnih blokova.Karakteristike bloka opeke prikazane su u tablici 2.1.,a fizikalna svojstva su prikazana u tablici 2.2.

Tablica 2.1: Karakteristike blok opeke nosivih zidova

Dimenzije [cm]		30 x 25 x 24,9
Masa cca. [kg/kom]		14,8
Tlačna čvrstoća [N/mm^2]		10
Potrošnja opeke	[kom/m^2]	16
	[kom/m^3]	53,3
Utrošak morta (l/m^2)		0,2

Tablica 2.2: Fizikalna svojstva opeke

Koeficjent toplinske vodljivosti*:	λ	0,15 W/mK
Koeficjent prolaznosti topline*:	U	0,45 W/m²K
Bruto volumen:	ρ	680,00 kg/m³
Specifični toplinski kapacitet:	c	920,00 J/kgK
Faktor otpora difuzije vodene pare:	μ	5/10
Računska dozvoljena vlažnost:	Xr	2,60 %
Maksimalna dozvoljena vlažnost:	Xmax	5,40 %
Računska debljina kondenzirane vodene pare:		0,05 m
Razred raspona / Razred dopuštenih odstupanja:		T1+/R1+
Reakcija pri požaru:		A1
Otpornost na zamrzavanje:		F0
Sadržaj aktivnih topljivih soli:		S0
Grupa prema HRN EN 1996-1-1		2b

Pregradni zidovi i zidovi ispune povezani su u smjeru okomitom na vlastitu ravninu s nosivim zidovima odnosno nosivim dijelovima konstrukcije, te stropnim dijelovima konstrukcije u skladu s proračunom zidane konstrukcije. Zidovi ukupno opterećenje prenose preko temelja u tlo.

2.3.3 Međukatna konstrukcija

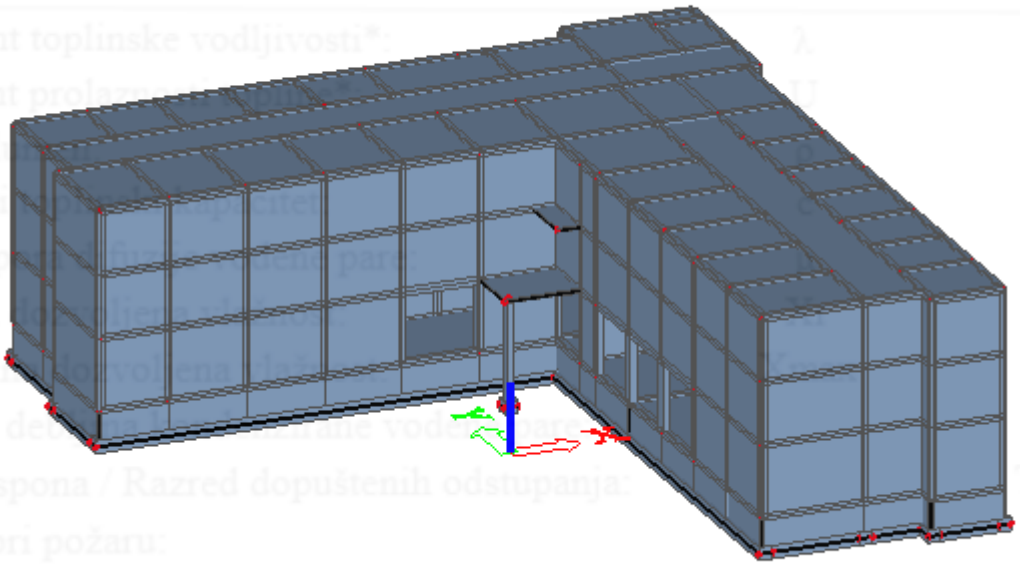
Međukatna konstrukcija iznad etaža izvedena je kao a-b ploče debljine 16 cm, od betona C25/30 i armirana s B-500B. Horizontalni serklaži (b/h=30/30 cm) izvedeni su zajedno s pločom, od betona C25/30 i armirani čelikom za armiranje B500B.

2.3.4 Ostale konstrukcije

Pokrov konstrukcije čini ravni krov izveden od armirano-betonske ploče također debljine 0,16 m.

. Vertikalni AB serklaži postavljeni su prema pravilima za zidane zgrade, uglavnom s dimenzijama 30x30 cm, a gdje je bilo potrebno izvedeni su serklaži većih dimanzija. Horizontalni AB serklaži su dimenzija 30x30 cm.

Horizontalni serklaži postavljani su ispod međukatne konstrukcije (armirano-betonske ploče, dimenzija 30x30 cm. Iznad vrata i prozora postavljeni su nadvoji dimenzija 30x30 cm. Svi armirano betonski elementi, dakle vertikalni i horizontalni serklaži, nadvoji, ploče i jezgra, su izvedeni od betona klase C 25/30 i armirani čelikom za armiranje B500B.



Slika 2.3: Model izrađen u računalnom programu Scia Engineer

3. Materijali

3.1. Zidni elementi

3.1.1 Blok opeka POROTHERM 30 PROFI

Materijalne karakteristike korištenog zidnog elemenata dane su u Tablici 2.1. i Tablici 2.2.

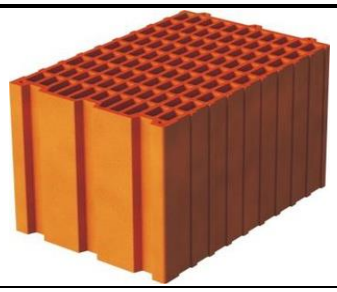
Opeka je prvi i najstariji umjetno proizvedeni građevinski materijal (umjetni kamen).

Danas se masovno koristi u stanogradnji, ali i za izvedbu nekih većih građevina iz estetskih razloga.

Sirovina za proizvodnju opeke je zemljani materijal, danas prvenstveno glina. Glina ne smije biti premasna niti previše pjeskovita, mora biti bez soli i ostalih štetnih primjesa. Glinena masa se u ciglani istiskuje kroz kalupe i automatski se reže u komade predviđene duljine ili visine. Komadi se suše i pritom im se oduzima 10-20% vlage. Nakon toga se obavlja pečenje u kružnim ili tunelskim pećima na temperaturi od 900-1000 °C oko 24 h. Cijeli proces pečenja s predgrijavanjem i hlađenjem traje oko 1 dan.

Tehničke karakteristie materijala prikazane su u Tablici 3.1.

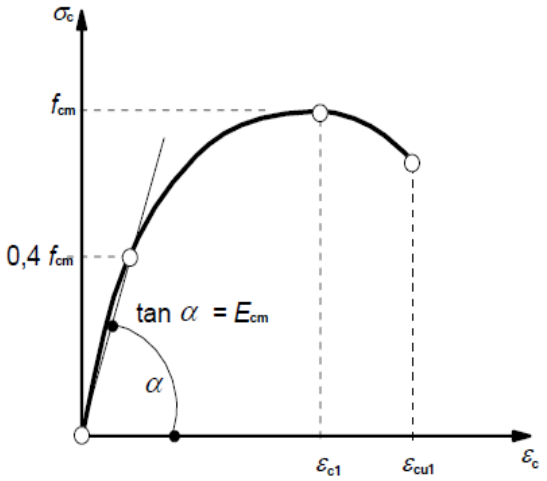
Tablica 3.1: Karakteristike primijenjenih zidnih elemenata

Naziv zidnog elementa			POROTHERM 30PROFI
Fotografija			
Dimenzije [cm]			30×25×24,9
Masa cca. [kg/kom]			14,8
Tlačna čvrstoća [N/mm^2]			10
Potrošnja	[kom/m^2]		16,0
	[kom/m^3]		53,3

3.1.2 Beton

Svi AB elementi (temelji,temeljna ploča,nadtemeljni zidovi, horizontalni, vertikalni serklaži, nadvoji, međukatne ploče) izrađeni su od betona klase C25/30.

Radni dijagram betona prikazan je na slici 3.1. (Slika 3.1.):



Slika 3.1: Radni dijagram betona

Karakteristike betona klase C25/30;

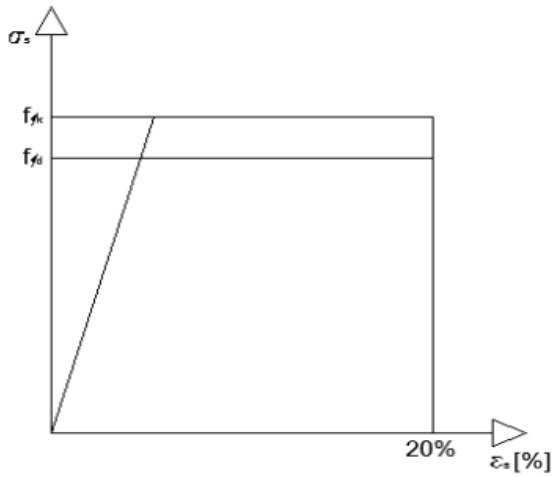
- Karakteristična tlačna čvrstoća f_{ck} = 25,0 Mpa
- Posmična čvrstoća τ_{Rd} = 0,30 Mpa
- Srednja vlačna čvrstoća $f_{ct,m}$ = 2,6 Mpa
- Modul elastičnosti E = 30500 Mpa
- Modul posmika G = 12200 Mpa

3.1.3 Armatura

Svi AB elementi armirani su čelikom B500B. Radni dijagram čelika prikazan je na slici 3.2. (Slika 3.2.):

Parametri čeklika za armiranje su:

- Karakteristična vlačna čvrstoća f_{yk} = 500 Mpa
- Modul elastičnosti E = 21000 Mpa



Slika 3.2: Radni dijagram čelika

4. Analiza opterećenja

4.1. Djelovanja na konstrukciju

Osnovna opterećenja, na čiji utjecaj se dokazuje mehanička otpornost i stabilnost predmetne građevine, podijeljena su prema slijedećem;

- **stalna djelovanja G** (vlastita težina, nepokretna oprema (dodatno stalno), pritisak tla, pritisak vode, prednapinjanje, slijeganje oslonaca, deformacije uslijed načina izgradnje konstrukcije) djelovanja za koje se smatra da će vjerojatno djelovati na konstrukciju u cijelom vijeku trajanja, ili imati promjenu intenziteta ali su te promjene zanemarive u odnosu na srednju vrijednost.

- **promjenljiva djelovanja Q** (uporabno opterećenje, opterećenje snijegom i opterećenje vjetrom, djelovanje temperature, opterećenje ledom, promjena razine površine vode, opterećenje valovima) djelovanja za koje je vjerojatno da će djelovati tijekom zadane proračunske situacije te da će imati promjenu intenziteta tijekom vremena.

- **izvanredna djelovanja A** (eksplozije, udar vozila, potres, požar, slijeganje i klizanje terena) su općenito kratkog vremena trajanja, a vjerojatnost njihovog nastupanja u planiranom vijeku trajanja je mala.

Tablica 4.1: Opis djelovanja i ujtecaja

Oznaka osnovnog djelovanja	Opis djelovanja
G	Stalno djelovanje: G0 = Vlastita težina elemenata nosive konstrukcije (zidovi, ploče, grede, stupovi, stubišta) i uključena je u proračunske modele. G1 = Ostalo stalno djelovanje: obloga (podovi), stalna oprema, itd. nanosi se kao dodatno opterećenje (plošno, linijsko ili koncentrirano) na proračunske modele.
Q1	Promjenjiva djelovanja: uporabno opterećenje, pokretna oprema i sl.

W	Vjetar:
S	Snijeg
F	Potres:

4.2. Stalno djelovanje (G)

1) Vlastita težina elementa konstrukcije (G0)

U računalnom modelu vlastita težina nosive konstrukcije zadana je automatski

2) Ostala stalna djelovanja (G1)

Krovna ploča

Nasip od oblutaka, izolacije, instalacije, žbuka	1,96 kN/m^2
Beton za pad; d=6 cm;$\gamma = 24\ kN/m^3$	1,44 kN/m^2
međukatna konstrukcija – AB ploča; d=16 cm, ;$\gamma = 25\ \mathrm{kN/m^3}$	4,0 kN/m^2
ukupno	7,4 kN/m^2

Međukatne ploče

Završni sloj poda, izolacije, instalacije, žbuka	0,76 kN/m^2
a-c estrih; d=5 cm;$\gamma = 22\ \mathrm{kN/m^3}$	1,10 kN/m^2
međukatna konstrukcija – AB ploča; d=16 cm, ;$\gamma = 25\ \mathrm{kN/m^3}$	4,0 kN/m^2
ukupno	5,9 kN/m^2

4.3. Promjenjivo djelovanje (Q)

Prostorije u zgradama, ovisno o namjeni, svrstane su u pet osnovnih razreda i neke podrazrede s odgovarajućim karakterističnim opterećenjem (prema HRN ENV 1991-2-1). Tako za osnovni razred A (stambene prostorije, hotelske sobe itd.), vrijedi:

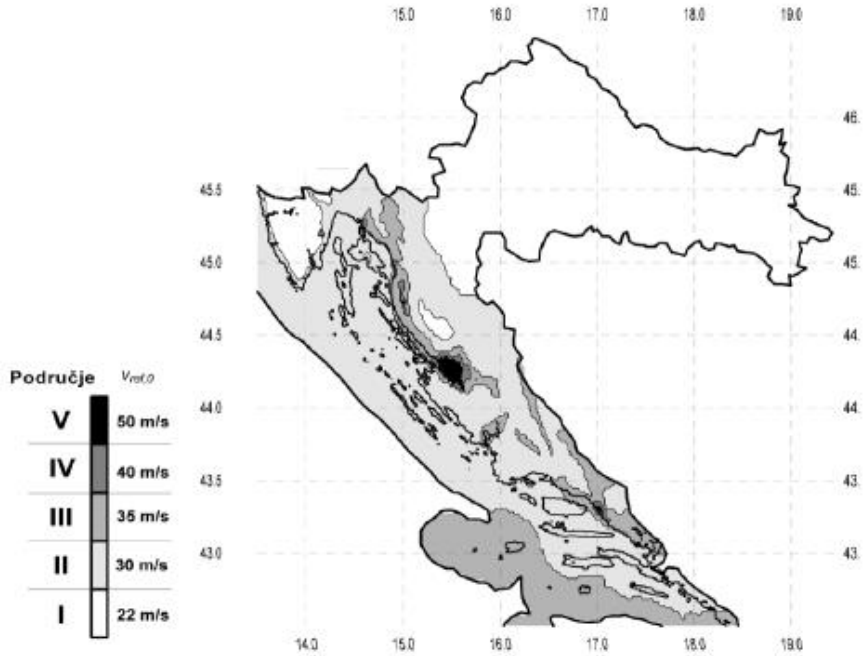
Tablica 4.2: Uporabna opterećenja u zgradama

		q_k (kN/m^2)	Q_k (kN/m^2)
A	Stambene prostorije, odjeli u bolnicama, hotelske sobe		
	uobičajene prostorije	2,0	2,0
	stubišta	3,0	2,0
	balkoni	4,0	2,0

Uporabno opterećenje za krov je 1,0 kN/m2

Opterećenje vjetrom (W)

Poredbenu brzinu vjetra određujemo iz osnovne vrijednosti poredbene brzine vjetra vref,0,koja je prikazana na zemljovidu Hrvatske za područja opterećenja vjetrom. Hrvatska je podjeljena u deset regija, a svakoj pripada određeno opterećenje vjetrom (slika 4.1.).



Slika 4.1: Vjetrovna karta Hrvatske

Prema vjetrovnoj karti (*Slika 4.2.*) vidi se da je Hrvatska podijeljena na pet područja opterećenja vjetrom (I-V) koja su dodatno podijeljena na deset regija (P1-P10).

Kategorija zemljišta	
I	Otvoreno more, jezera s najmanje 5 km otvorene površine u smjeru vjetra ili ravnica bez prepreka
II	Ograđeno poljoprivredno zemljište, gospodarske zgrade (salaši), kuće i drveće
III	Predgrađa gradova ili industrijske površine i obrtničke površine; šume
IV	Gradska područja u kojima je najmanje 15 % površine izgrađeno i čija prosječna visina prelazi 15 m.

Slika 4.2: Kategorizacija zemljišta ovisno o geografskom položaju

Predmetna konstrukcija nalazi se:

zona Split

II. vjetrovno područje (*Slika 4.1.*)

IV. kategorija zemljišta (*Slika 4.2.*)

regija P9 – južno jadransko priobalje,

Poredbeni tlak pri srednjoj brzini vjetra:

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 \left[kN/m^2 \right]$$

Pri čemu su:

- v_{ref} poredbena brzina vjetra
- ρ gustoćazraka (ρ=1,25kg/m^3)

Poredbena brzina vjetra:

$$v_{ref} = c_{DIR} \cdot c_{TEM} \cdot c_{ALT} \cdot v_{ref,0}$$

$v_{ref,0} = 30 \left[m/s \right]$ osnovna poredbena brzina vjetra

c_{DIR}= 1.0 koeficijent smjera vjetra

c_{TEM}= 1.0 koeficijent ovisan o godišnjem dobu

c_{ALT}= 1.0 + 0.001a_s koeficijent nadmorske visine, a_s=100 m

$c_{ALT} = 1.0 + 0.001 \cdot 100 = 1.1$

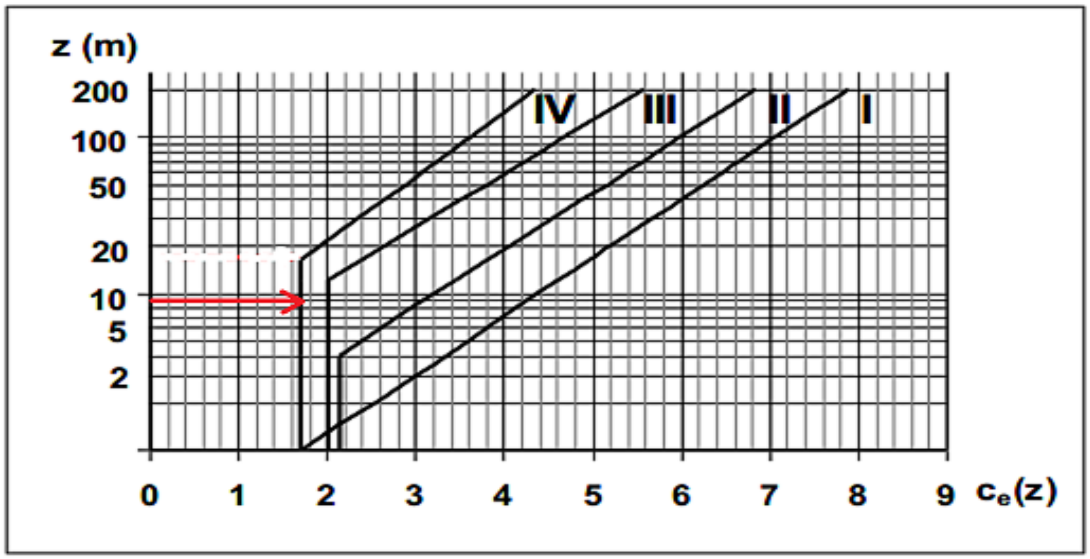
$$v_{ref} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.1 \cdot 30 = 33 \ \ m/s$$

visina objekta h=23.50m;

$$v_{ref} = 33[m/s]; \ \rho = 1.25\left[kg/m^3\right]$$

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 = \frac{1.25}{2} \cdot 33^2 = 680\,N/m^2 = 0.68\,kN/m^2$$

$c_e(z)$ je koeficijent izloženosti kojim se uzimaju u obzir neravnine terena i očitavamo ga sa sljedećeg grafa:



Slika 4.3: Koeficijet položaja u ovisnosti o visini objekta iznad terena i kategoriji zemljišta

Očitano na grafu: ce(ze)=1,54

Koeficijenti vanjskog tlaka Cpe iznose:

Za područje D: $-c_{pe,10}=+0.8$ površina direktno opterećena vjetrom

Za područje E: $-c_{pe,10}=-0.3$ površina koja je u zavjetrini

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe}\left[kN/m^2\right]$$

za područje D $w_e = 0{,}68 \cdot 1{,}54 \cdot 0{,}8 = 0{,}84 kN/m^2$

za područje E $w_e = 0{,}68 \cdot 1{,}54 \cdot (-0{,}3) = -0{,}31 kN/m^2$

Opterećenje vjetrom na unutarnju površinu

$$w_i = q_{ref} \cdot c_e(z_i) \cdot c_{pi} \left[kN/m^2 \right]$$

gdje su:

q_{ref} poredbeni tlak pri srednjoj brzini vjetra

$ce(z_i)$ koeficijent izloženosti koji uzimaju u obzir neravnine terena

zi poredbene visine za unutarnji tlak

c_{pi} unutarnji koeficijent pritiska c_{pi}= od -0.5 do 0.8

$$w_{i(+)} = 0{,}68 \cdot 1{,}54 \cdot (+0{,}8) = 0{,}84 kN/m^2$$
$$w_{i(-)} = 0{,}68 \cdot 1{,}54 \cdot (-0{,}5) = 0{,}52 kN/m^2$$

Opterećenje snijegom

Opterećenja snijegom proračunava se na osnovi karakterističnog opterećenja s_k, koje odgovara jednolikom snijegu koji je napadao pri mirnim vremenskim uvjetima na ravno tlo. Opterećenje djeluje vertikalno i odnosi se na horizontalnu projekciju površine krova te se odnosi na snijeg koji je prirodno napadao.

Opterećenje snijegom na tlo zavisi od geografskog položaja i nadmorske visine lokacije koja se razmatra i dano je na nacionalnoj osnovi u obliku karata s odgovarajućim geografskom lokacijom. Tipična mapa karakterističnog opterećenja snijegom na tlo s_k dana je na Slici 4.4. :

Slika 4.4: Kartaopterećenja snijegom u Hrvatskoj

Odgovarajuće opterećenje snijegom izračunamo iz izraza:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \, (kN/m^2)$$

Pri čemu je:

- μ_i koeficijent oblika za opterećenje snijegom (ovisi o obliku i nagibu krova, te o rasporedu snijega na krovnoj plohi); 0.8 za krov nagiba od 0° do 15°;
- s_k karakteristična vrijednost opterećenja na tlu u kN/m^2 (ovisno o lokaciji i nadmorskoj visini konstrukcije); 0.45 za III. područje do 100 m nadmorske visine;
- C_e koeficijent izloženosti (obično uzima vrijednost 1.0);
- C_t toplinski koeficijent (obično uzima vrijednost 1.0).

Proračunska građevina se nalazi u Splitu, tj. području III, nadmorska visina do 100 m.

$s_k = 0.45 kN/m^2$

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \left(\frac{kN}{m^2}\right) = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}45 = 0{,}36\left(\frac{kN}{m^2}\right)$$

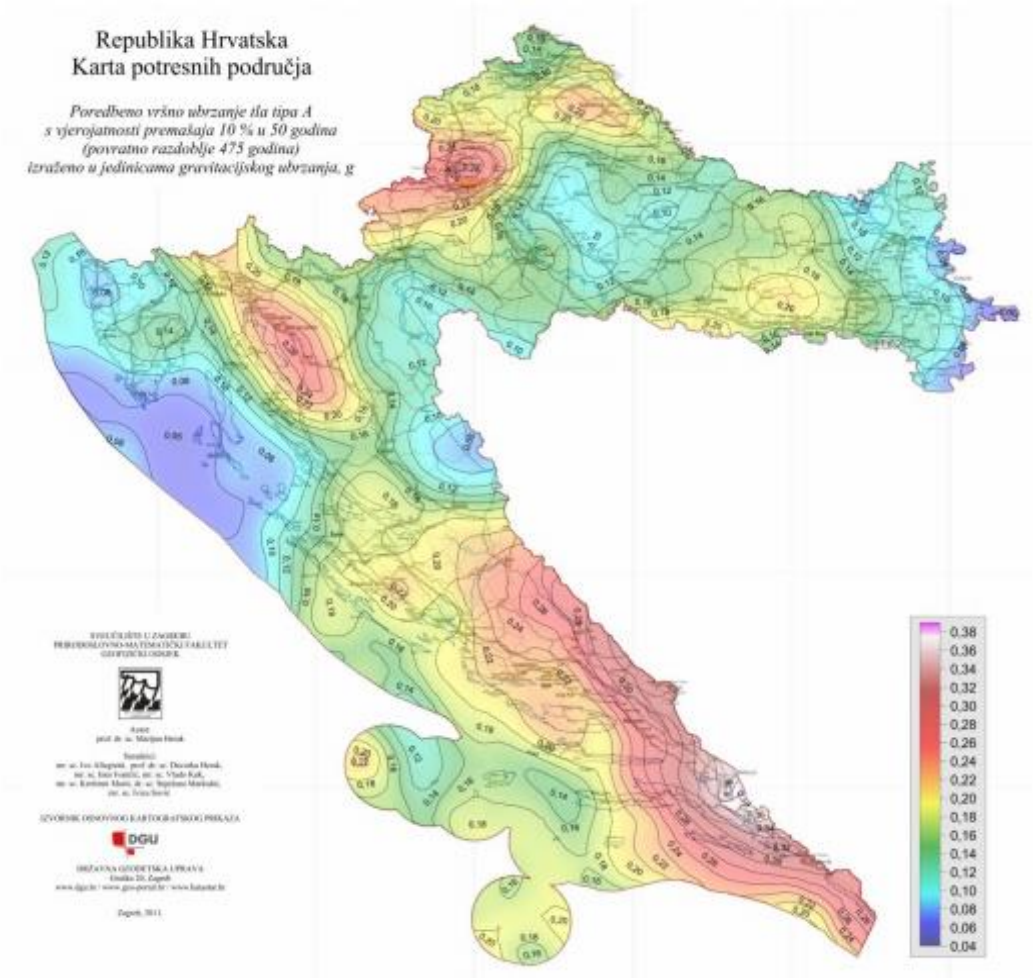
Napomena: Za opterećenje krova mjerodavno je korisno opterećenje od q=2.0 kN/m^2.

4.4. Izvanredno opterećenje

Potres

Potresno djelovanje određujemo iz računskog ubrzanja tla koje a_g, koje odgovara povratnom periodu potresa od 475 godina.

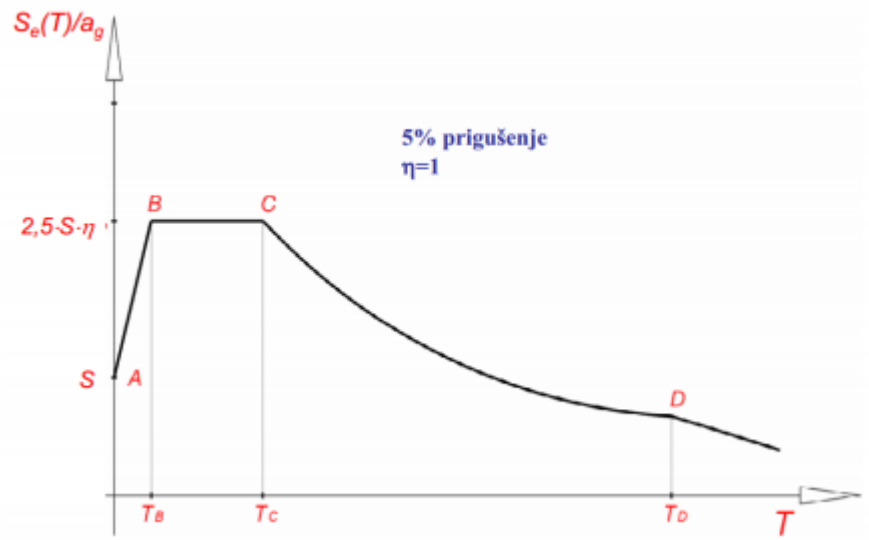
Za područje Splita poredbeno vršno ubrzanje iznosi a_g = 0,2 g.



Slika 4.5: Seizmička karta Hrvatske

Horizontalno gibanje tla na površini Zemlje uzrokovano potresom modelira se s elastičnim spektrom odgovora ubrzanja podloge. Računsko ubrzanje tla a_g ovisi o stupnju seizmičkog rizika i određuje se na temelju odgovarajućih seizmoloških ispitivanja lokacije građevine ili prema usvojenim vrijednostima za seizmička područja državnog teritorija. Seizmičko djelovanje obično se predstavlja sa tri komponente (gibanje točke opisuje s dvije horizontalne i jednom vertikalnom komponentom). Za određivanje jedne komponente seizmičkog djelovanja obično se koristi spektar seizmičkog

ubrzanja tla u jednom translatacijskom smjeru. Elastični spektar odgovora (ubrzanja) definira se analitički i kvalitativno prema crtežu 4.6.



Slika 4.6: Elastični spektar odgovora za horizontalno seizmičko djelovanje

Izrazi za elastični spektar odgovora:

$0 \leq T \leq T_B$ $\quad S_e(T) = a_g S((1+T/T_B)(\eta\beta_0-1))$

$T_B \leq T \leq T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \eta S \beta_0$

$T_C \leq T \leq T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \eta S \beta_0 (T_C/T)^{k1}$

$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \eta S \beta_0 (T_C/T)^{k1} (T_D/T)^{k2}$

Pri čemu su:

- $S_e(t)$ ordinata spektra odgovora u jedinici ubrzanja tla
- a_g osnovno računsko ubrzanje tla; a_g=2 m/s^2
- S modificirani faktor tla
- T osnovni period osciliranja linearnog sustava
- T_B, T_C granice intervala konstantnog spektra ubrzanja
- T_D granica koja definira počeak područja spektra s konstantnim pomacima
- β_0 faktor spektralnog ubrzanja; b_0=2.5

- k_1, k_2 eksponenti koji utječu na olik spektra odgovora za $T \geq T_C$
- η korekcijski faktor prigušenja (iznosi 1 za viskozno prigušenje 5%)

Utjecaj potresa na konstrukciju ovisi i o vrsti tla na kojem se konstrukcija gradi.

Proračunska konstrukcija spada u razred tla A za koji vrijedi:

-stjenovita tla s brzinom širenja poprečnih valova vs ≥ 800 m/s

-pjeskovita i šljunkovita tla s vs ≥ 800 m/s, na dubini od 10 m

Za odgovarajući spektar ubrzanja uzimamo iduće parametre:

Tablica 4.3: Potresni parametri koji opisuju elastični spektar titranja za pojednije razrede tla

Kategorija tla	S	β_0	k_1	k_2	T_B	T_C	T_D
A	1.0	2.5	1.0	2.0	0.1	0.40	3.0

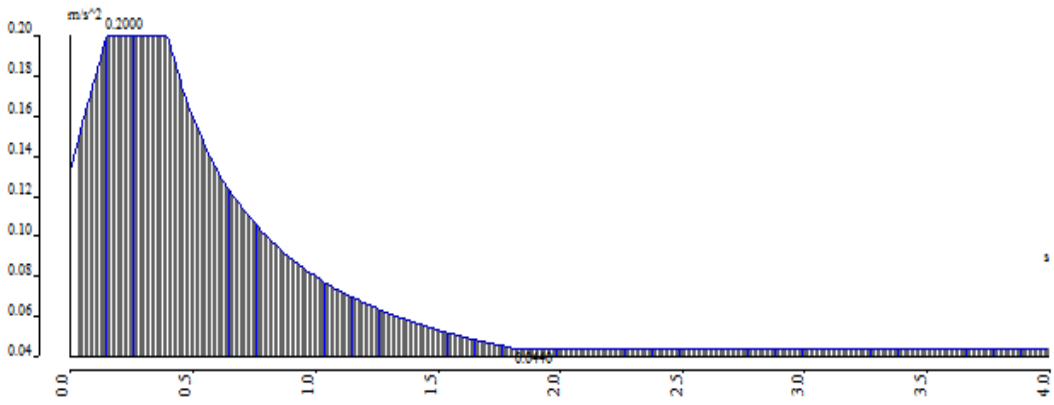
Da izbjegnemo opsežnu nelinearnu analizu sustava, uzimamo u obzir mogućnost disipacije energije konstrukcije preko duktilnosti njenih elemenata (i drugih nelinearnih efekata) te koristimo linearnu analizu koja se zasniva na računskom spektru odgovora koji je reduciran u odnosu na elastični spektar. Računski spektar odgovora dobiva se iz elastičnog tako da mu se vrijednost zamjeni recipročnom vrijednošću faktora ponašanja q.

Faktor ponašanja predstavlja duktilnost konstrukcije (tablica 4.4.)

Tipovi gradnje	Faktor ponašanja *q*	
	EN 1998-1	NA[1)]
Nearmirano zide – samo EN 1996 (preporuka: mala seizmičnost)	1,5	
Nearmirano zide – EN 1996 i EN 1998-1	1,5 – 2,5	2,0
Omeđeno zide	2,0 – 3,0	2,5
Armirano zide	2,5 - 3,0	2,5

Tablica 4.4: Tipovi gradnje i faktor ponašanja

Spektar odgovora sukladno sa zadanim parametrima prikazan je na *Slici 4.7*



Slika 4.7: Računski spektar odgovora za tlo A, $\boldsymbol{a_{gr}}$*=0,2, q=2,5*

Izrazi za računski spektar:

$$0 \le T \le T_B \qquad S_d(T) = \alpha S(1 + T/T_B(1/q \cdot b_0 - 1))$$

$$T_B \le T \le T_C \qquad S_d(T) = \alpha \cdot 1 \cdot S\beta_0 / q$$

$$T_C \le T \le T_D \qquad S_d(T) = \alpha \cdot 1 \cdot S\beta_0 (T_c/T)^{k_{d1}} / q; \;\; S_d \ge 0.2\,a$$

$$T_D \le T \qquad S_d(T) = \left(\alpha \cdot 1/q \cdot S\beta_0 (T_c/T)^{k_{d1}} / q\right) \cdot (T_D/T)^{k_{d2}}; \;\; S_d \ge 0.2\,a$$

gdje je:

- $\alpha = \frac{a_g}{g}$ odnos računskog ubrzanja tla i gravitacijskog ubrzanja
- q faktor ponašanja, q=2.5

Faktor ponašanja odražava duktilnost konstrukcije, odnosno njenu sposobnost da prihvaća reducirane seizmičke sile bez krtih lomova u postelastičnom području deformacija

- Djelovanje vjetra i snijega na konstrukciju je zanemarivo malo, u odnosu na potresno djelovanje, zbog čega se ne uzima u proračun.

4.5. Kombinacije opterećenja

Granično stanje uporabljivosti :

a) kombinacija za granično stanje uporabljivosti

$$1,0 \cdot (G_0 + G_1) + 1,0 \cdot Q$$

Koristi se za proračun progiba a-b ploča i kontrolu naprezanja u tlu.

Granično stanje nosivosti:

b) kombinacija za granično stanje nosivosti

$$1,35 \cdot (G_0 + G_1) + 1,5 \cdot Q$$

Koristi se za proračun ploča i zidova na vertikalna djelovanja.

c) Kombinacija opterećenja za potres:

$$1,0 \cdot (G_0 + G_1) + 1,0 \cdot Q + 1,0 \cdot S_x + 0,3 \cdot S_y$$

$$1,0 \cdot (G_0 + G_1) + 1,0 \cdot Q + 1,0 \cdot S_y + 0,3 \cdot S_x$$

5. Pojednostavljeni proračun zidova

Zgrade koje zadovoljavaju sljedeće odredbe mogu se svrstati u "jednostavne zidane zgrade". Za takve zgrade izričita provjera sigurnosti nije obvezatna.

Pravila za jednostavne zidane zgrade;

1) Potrebno je ograničiti dopušteni broj katova iznad temeljnog tla *n* ovisno o umnošku a_{gS} za lokaciju i tip gradnje, a u oba ortogonalna smjera treba predvidjeti nosive zidove čija je najmanje površina presjeka A_{min}izražena kao najmanji postotak ukupne površine stropa po katu ρ_{Amin}

2) Tlocrtni raspored zgrada treba ispuniti sljedeće uvjete:

a) tlocrt treba biti približno pravokutan

b) omjer duljine kraće i dulje stranice u tlocrtu ne treba biti manji od najmanje vrijednosti $\lambda_{min} = 0{,}25$

c) površina projekcija uvučenih dijelova pravokutnog oblika ne treba biti veća od postotka $p_{max} = 15\ \%$

3) Nosivi zidovi zgrade trebaju ispuniti sljedeće uvjete:

a) zgrada treba biti ukrućena nosivim zidovima raspoređenim u tlocrtu gotovo simetrično u dva ortogonalna smjera

b) treba postaviti najmanje po dva usporedna zida u dva okomita smjera, a duljina svakog zida treba biti veća od 30% duljine zgrade u promatranom smjeru.

c) razmak između tih zidova treba biti veći od 75% duljine zgrade u drugom smjeru, najmanje za zidove jednog smjera

d) nosivi zidovi trebaju nositi najmanje 75% vertikalnih opterećenja

e) nosivi zidovi trebaju biti neprekinuti od vrha do podnožja zgrade

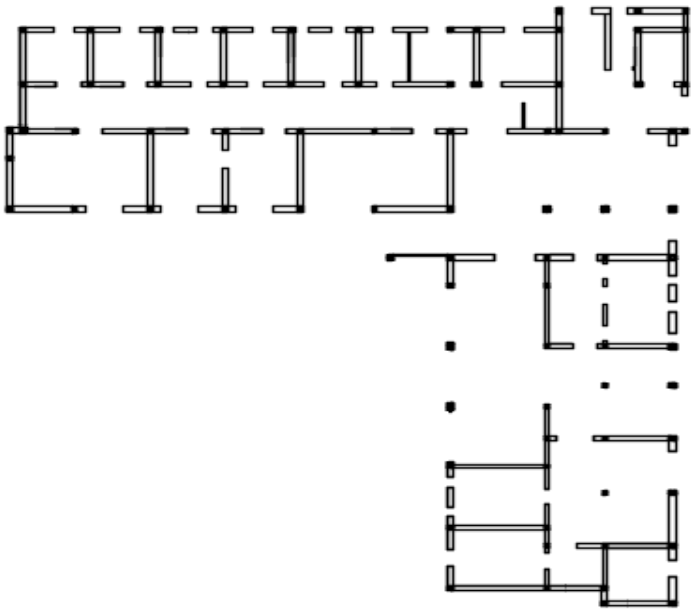
4) U oba horizontalna smjera razlika masa i razlika površina presjeka nosivih zidova susjednih katova treba biti ograničena maksimalnim vrijednostima Δm,max=20% i ΔA,max=20%

5.1. Izračun udjela nosivih zidova u ukupnoj tlocrtnoj površini etaže

- Debljina zidova: 0,3 m
- Tlocrtna površina etaže: 32,30 x 11,05 = 356,9m^2

23,65 x 11,05 = 264,3 m^2

Ukupno = 618,2m^2



Slika 5.1: Tlocrt karakteristične etaže

- Smjer X ;

Ukupna duljina zidova: 113,83 m

Ukupna površina zidova: 113,83 x 0,3 = 34,15 m^2

Udio nosivih zidova: 34,15/618,2 = 0,055 = 5,5 %

- Smjer Y ;

Ukupna duljina zidova: 100,1 m

Ukupna površina zidova: 100,1 x 0,3 = 30,02 m^2

Udio nosivih zidova: 30,02/618,2 = 0,0485 = 4,8 %

5.2. Proračun zidova na vertikalna opterećenja

5.2.1 Podaci za proračun zidova

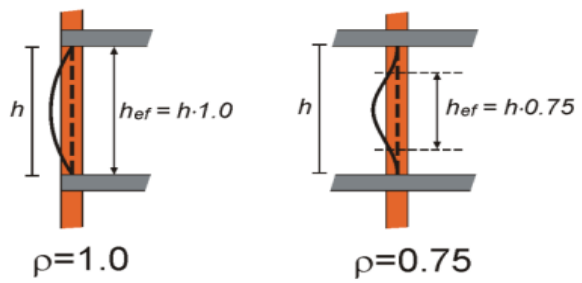
Za vanjske nosive zidove:

- srednja tlačna čvrstoća bloka: $f_{ck,sred}$=10.0 MPa
- normalizirana tlačna čvrstoća bloka: f_b=10.0*1.15= 11.5 MPa
- grupa zidnih blokova: 2b (K=0.55)
- mort: M10 (f_m=10.0 MPa)
- tlačna čvrstoća zida: $f_k=K * f_b^{0.65} * f_m^{0.25} = 0.55*11.5^{\wedge 0.65} * 10^{\wedge 0.25} = 4.78$ Mpa

- faktor smanjenja za vitkost i ekscentričnost računa se po sljedećoj formuli:

$$\Phi_s = 0.85 - 0.0011\left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}}\right)^2 \textbf{ za unutarnje zidove}$$

$$\Phi_s = 1.3 - \frac{l_{f,ef}}{8} \leq 0.85 \textbf{ za vanjske zidove}$$



Slika 5.2: Efektivna visina zida

Parcijalni koeficijent sigurnosti za materijale:

zide: γ_M=2.2

beton: γc=1.5

čelik: γs=1.15

debljina nosivih zidova: t=30 cm

računska uzdužna sila: $N_{Sd} = N_g*1.35+N_q*1.5$

računska nosivost na uzdužnu silu: $N_{Rd} = F_{i,m} * A * f_k / \gamma_M$

U proračunu zidova na vertikalna djelovanja dokazuje se da je

$N_{Sd} < N_{Rd}$

Proračun se provodi tablično kako je prikazano na slijedećoj stranici gdje je:

L = računska duljina zida [m];

t = debljina zida [m];

g = stalno opterećenje po jednoj međukatnoj konstrukciji;

q = promjenjivo opterećenje po jednoj međukatnoj konstrukciji;

g_z = vlastita težina zida;

L' i b' = utjecajna duljina i širina međukatne ploče koja se oslanja na zid [m];

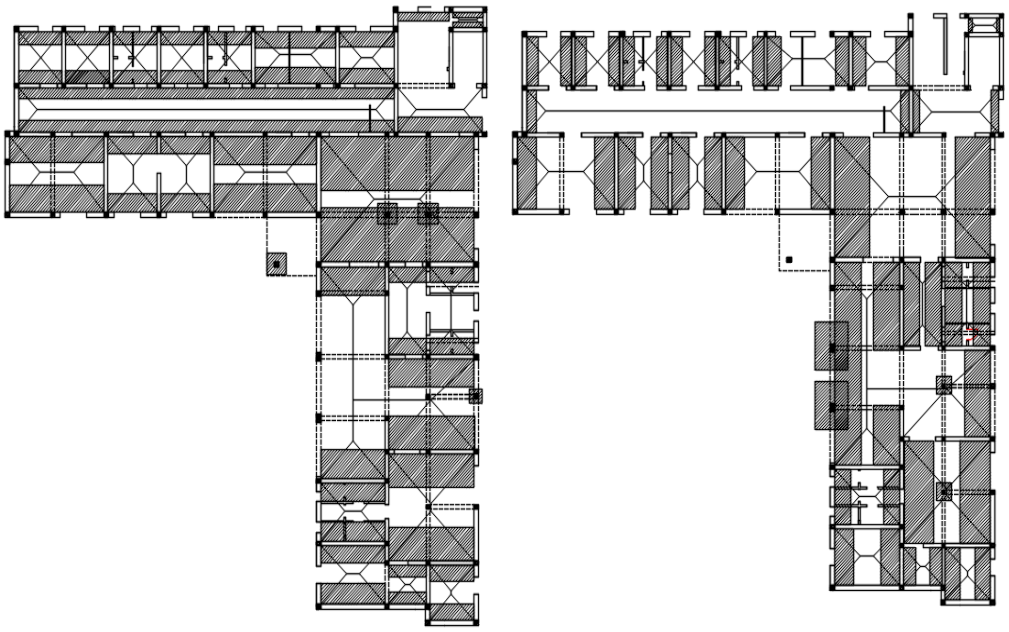
n = broj etaža (broj međukatnih ploča);

Ng = vertikalno stalno djelovanje: $Ng = (g \cdot L' \cdot b' + gz \cdot h) \cdot n$;

Nq = vertikalno promjenjivo djelovanje: $Ng = (q \cdot L' \cdot b') \cdot n$;

o = duljina otvora [m];

A_z = računska površina zida: $Az=(L-o) \cdot t$ [m].



Slika 5.3: Karakteristične površine za X i Y smjer

Tablica 5.1: Dokaz mehaničke otpornosti zidova na vertikalno djelovanje,smjer x (EN 1996-3)

Dokaz mehaničke otpornosti zida i stupova na vertikalna djelovanja (EN 1996-3)

h=	3,40 m	= katna visina	γ_M=	2,20	= parcijalni faktor sigurnosti za zide
f_k=	4,78 MPa	= tlačna čvrstoća zida	γ_c=	1,50	= parcijalni faktor sigurnosti za beton
$f_{c,k}$=	25,0 MPa	= tlačna čvrstoća betona	**n=**	3	= broj etaža

	dimenzije zida i otvora				ploha utjecaja		opt. međukatne k.		opt. krov								
zid / stup	debljina zida [m]	duljina zida L [m]	duljina otvora o [m]	netto pov. zida/stupa Ai [m2]	utjecajna duljina L' [m]	utjecajna širina B' [m]	stalno opter. g [kN/m2]	promj. opter. q [kN/m2]	stalno opter. g [kN/m2]	promj. opter. q [kN/m2]	vl. težin ida/stup [kN/m3]	vertikalno djelovanje N_g [kN]	vertikalno djelovanje N_q [kN]	računako vert.djel. N_{Ed} [kN]	koef. itkost Φ	računaka nosivost N_{Rd} [kN]	N_{Sd}/N_{Rd} [%]
Z-XA/16-18	0,30	3,79	2,30	0,45	2,10	0,47	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	79	5	114	0,75	728	16
Z-XA/18-20	0,30	2,33	0,00	0,70	2,08	0,30	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	106	3	148	0,75	1139	13
Z-XB/2-4	0,30	3,25	1,00	0,68	3,00	0,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	131	11	193	0,75	1100	18
Z-XB/4-6	0,30	3,25	1,00	0,68	3,00	0,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	131	11	193	0,75	1100	18
Z-XB/6-7	0,30	3,25	1,30	0,59	3,00	0,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	119	11	176	0,75	953	18
Z-XB/7-9	0,30	3,25	1,00	0,68	3,00	0,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	131	11	193	0,75	1100	18
Z-XB/9-11	0,30	3,25	1,40	0,56	14,93	0,76	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	292	57	480	0,75	904	53
Z-XB/11-14	0,30	5,75	2,00	1,13	5,50	0,95	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	252	26	379	0,75	1833	21
Z-XB/14-16	0,30	3,97	1,00	0,89	3,75	0,85	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	181	16	268	0,75	1452	18
Z-XB/18-20	0,30	2,33	0,00	0,70	2,08	0,30	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	106	3	148	0,75	1139	13
Z-XC/2-11	0,30	16,18	4,95	3,37	14,93	1,30	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	825	97	1260	0,80	5856	22
Z-XC/11-14	0,30	5,75	1,80	1,19	5,50	1,60	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	328	44	509	0,80	2060	25
Z-XC/14-16	0,30	3,97	2,90	0,32	3,75	1,40	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	144	26	234	0,80	558	42
Z-XD/1-5	0,30	6,77	1,20	1,67	6,50	2,10	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	487	68	759	0,80	2905	26
Z-XD/5-10	0,30	7,26	2,40	1,46	6,76	1,60	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	404	54	626	0,80	2534	25
Z-XD/10-13	0,30	7,28	1,20	1,82	7,00	2,20	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	541	77	846	0,80	3170	27
Z-XD/13-19	0,30	10,75	4,00	2,03	10,45	3,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	1015	193	1660	0,80	3520	47
Z-XE/1-5	0,30	6,77	1,80	1,49	6,50	1,53	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	391	50	603	0,80	2592	23
Z-XE/-5-10	0,30	7,25	3,60	1,10	6,76	1,05	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	283	35	436	0,80	1903	23
Z-XE/10-13	0,30	7,28	3,35	1,18	7,00	1,63	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	378	57	595	0,80	2049	29
Z-XF/13-15	0,30	4,68	2,00	0,80	4,40	4,20	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	463	92	763	0,80	1397	55
Z-XF/15-17	0,30	2,78	1,20	0,47	2,55	4,00	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	260	51	427	0,80	824	52
Z-XF/17-19	0,30	3,30	0,00	0,99	3,00	4,00	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	363	60	581	0,80	1721	34
Z-XH/15-19	0,30	6,08	1,20	1,46	5,80	2,60	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	486	75	770	0,80	2545	30
Z-XK/15-19	0,30	6,08	1,80	1,28	5,80	3,80	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	596	110	970	0,80	2232	43
Z-XL/13-15	0,30	4,68	0,00	1,40	4,40	2,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	417	59	652	0,80	2440	27
Z-XN/13-15	0,30	4,68	0,00	1,40	4,40	2,00	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	358	44	549	0,80	2440	22
Z-XO/15-17	0,30	2,78	0,00	0,83	2,55	2,60	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	239	33	373	0,80	1450	26
Z-XO/17-19	0,30	3,29	0,00	0,99	3,00	2,80	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	294	42	460	0,80	1716	27
Z-XP/13-15	0,30	4,68	0,00	1,40	4,40	1,20	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	290	26	431	0,75	2288	19
Z-XP/15-17	0,30	2,78	0,00	0,83	2,55	0,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	146	9	211	0,75	10425	2
Z-XR/17-19	0,30	3,30	0,00	0,99	3,00	0,90	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	185	14	270	0,75	12375	2
stup1	0,30	0,30	0,00	0,07	1,35	1,35	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	44	9	74	0,80	942	8
stup2	0,33	0,30	0,00	0,07	1,35	1,35	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	44	9	74	0,80	942	8
stup3	0,30	0,50	0,00	0,15	0,90	0,90	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	36	4	54	0,80	2000	3

Tablica 5.2: Dokaz mehaničke otpornosti zidova na vertikalno djelovanje,smjer y(EN 1996-3)

Dokaz mehaničke otpornosti zida i stupova na vertikalna djelovanja (EN 1996-3)

h=	3,40 m	= katna visina	γ_M=	2,20	= parcijalni faktor sigurnosti za zide
f_k=	4,78 MPa	= tlačna čvrstoća zida	γ_c=	1,50	= parcijalni faktor sigurnosti za beton
$f_{c,k}$=	25,0 MPa	= tlačna čvrstoća betona	n=	3	= broj etaža

$N_{Ed}=1.3N_g+1.5N_q$ $N_{Rd}=\Phi f_d A$

	dimenzije zida i otvora				ploha utjecaja		opt. međukatne k.		opt. krov								
zid / stup	debljina zida [m]	duljina zida L [m]	duljina otvora o [m]	netto pov. zida/stupa Ai [m2]	utjecajna duljina L' [m]	utjecajna širina B' [m]	stalno opter. g [kN/m2]	promj. opter. q [kN/m2]	stalno opter. g [kN/m2]	promj. opter. q [kN/m2]	vl. težina zida/stupa [kN/m3]	vertikalno djelovanje N_g [kN]	vertikalno djelovanje N_q [kN]	računsko vert.djel. N_{Ed} [kN]	koef. vitkosti Φ	računska nosivost N_{Rd} [kN]	N_{Ed}/N_{Rd} [%]
Z-Y1/D-E	0,30	4,65	0,00	1,40	4,40	1,30	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	297	29	447	0,75	2273	20
Z-Y2/B-C	0,30	3,27	0,00	0,98	3,00	0,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	172	11	250	0,75	1599	16
Z-Y2/C-D	0,30	2,80	0,00	0,84	2,55	0,60	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	142	8	205	0,75	1369	15
Z-Y4/B-C	0,30	3,27	0,00	0,98	3,00	1,40	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	212	21	320	0,80	1705	19
Z-Y6/B-C	0,30	3,27	0,00	0,98	3,00	1,40	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	212	21	320	0,80	1705	19
Z-Y7/B-C	0,30	3,27	0,00	0,98	3,00	1,40	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	212	21	320	0,80	1705	19
Z-Y9/B-C	0,30	3,27	0,00	0,98	3,00	1,40	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	212	21	320	0,80	1705	19
Z-Y11/B-C	0,30	3,27	0,00	0,98	3,00	1,60	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	224	24	341	0,80	1705	20
Z-Y14/B-C	0,30	3,27	0,00	0,98	3,00	1,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	230	26	351	0,80	1705	21
Z-Y16/B-C	0,30	3,27	0,00	0,98	3,00	0,80	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	178	12	260	0,80	1705	15
Z-Y5/D-E	0,30	4,65	0,00	1,40	4,40	2,40	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	390	53	610	0,80	2425	25
Z-Y8/D-E	0,30	4,65	1,20	1,04	4,40	2,20	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	325	48	515	0,80	1799	29
Z-Y10/D-E	0,30	4,65	0,00	1,40	4,40	2,30	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	382	51	595	0,80	2425	25
Z-Y13/D-F	0,30	7,55	2,60	1,49	7,30	2,30	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	522	84	836	0,75	2420	35
Z-Y16/C-D	0,30	2,80	0,00	0,84	2,55	1,00	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	162	13	239	0,80	1460	16
Z-Y20/C-D	0,30	2,80	2,00	0,24	2,55	0,50	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	57	6	87	0,75	391	22
Z-Y19/D-F	0,30	7,55	5,40	0,65	7,30	2,30	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	409	84	682	0,75	1051	65
Z-Y13/F-L	0,30	12,52	9,30	0,97	12,25	1,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	530	104	877	0,75	1574	56
Z-Y15/F-H	0,30	5,35	0,00	1,61	5,05	2,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	478	68	752	0,80	2790	27
Z-Y17/F-H	0,30	5,35	2,80	0,77	5,05	2,10	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	306	53	496	0,80	1330	37
Z-Y19/F-H	0,30	5,35	1,80	1,07	5,05	1,10	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	250	28	381	0,75	1735	22
Z-Y19/H-K	0,30	5,50	4,90	0,18	5,28	1,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	197	45	335	0,75	293	114
Z-Y13/L-N	0,30	3,65	1,20	0,74	3,40	1,00	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	164	17	249	0,75	1198	21
Z-Y15/N-P	0,30	3,68	1,00	0,80	3,40	1,20	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	186	20	284	0,80	1397	20
Z-Y15/N-P	0,30	3,68	0,00	1,10	3,40	1,90	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	272	32	419	0,80	1919	22
Z-Y15/K-O	0,30	6,50	0,80	1,71	6,20	2,00	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	468	62	729	0,80	22800	3
Z-Y19/K-O	0,30	6,50	2,20	1,29	6,20	2,00	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	411	62	653	0,75	16125	4
Z-Y15/O-P	0,30	2,55	0,00	0,77	2,30	1,90	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	187	22	287	0,80	10200	3
Z-Y17/O-R	0,30	3,45	0,00	1,04	3,00	1,70	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	237	26	361	0,80	13800	3
Z-Y19/O-R	0,30	3,45	1,00	0,74	3,20	1,00	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	160	16	242	0,75	9188	3
stup4	0,30	0,50	0,00	0,15	2,90	2,20	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	143	32	242	0,80	2000	12
stup5	0,30	0,30	0,00	0,09	2,90	2,20	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	135	32	231	0,80	1200	19
stup6	0,30	0,30	0,00	0,09	1,00	1,00	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	31	5	50	0,80	1200	4
stup7	0,30	0,30	0,00	0,09	1,00	1,00	5,9	2,0	7,4	1,0	12,0	31	5	50	0,80	1200	4

5.3. Proračun zidova na potresno djelovanje

5.3.1 Proračun ukupne potresne poprečne sile;

- Zona seizmičnosti: VIII ($a\,g$ = 0,2)
- Kategorija tla: A (stijena) → S=1,0 (faktor tla)
- Tip spektra: 1 (visoka seizmičnost)
- Broj katova: 3
- Visina kata: h= 3,4 m

Ukupna potresna poprečna sila iznosi:

$$F_b=S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda,$$

gdje je:

$S_d(T_1)$ = ordinata računskog spektra za period T_1

T1 = Ct · H3/4 -osnovni period vibracija zgrade (s)

H = (3,4 · 1 + 2,9 · 2) = 9,2 m

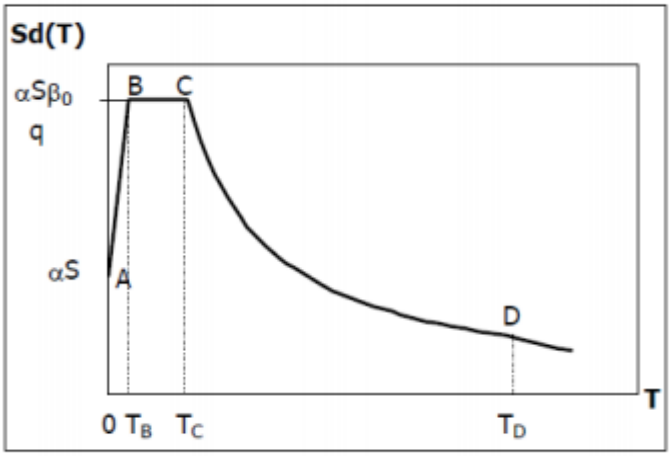
Ct = 0,050 ili $C_t=0{,}075 \cdot \sqrt{A_c}$; $A_c=\Sigma(0{,}2+ (l_{wi}/H)^2)$

$T_1 = 0{,}050 \cdot 9{,}2^{3/4}=0{,}26$

TB <T1 <TC → Sd(T1)=ag · S · (2,5/q)

q = 2,5 za omeđeno zide

Sd(T1) = 0,2g · 1,0 · (2,5/2,5) =0,2g



Slika 5.4: Računski spektraodgovora

Računska težina zgrade:

3. ETAŽA I POZ 300:

POZ 300: $(g+f\cdot y_{2i}q)\cdot A = (7{,}40+1{,}0\cdot 0{,}3\cdot 1{,}0)\cdot 618{,}2 =$	4760,14 kN
grede i serklaži 300 : $b\cdot h'\cdot L_{uk}\cdot\gamma_c = 0{,}30\cdot 0{,}30\cdot 347{,}62\cdot 25.0=$	782,14 kN
zidovi 3. etaže: $g_z\cdot h_z\cdot L_{uk} = 3{,}0\cdot 2{,}9\cdot 347{,}62$	3024,30 kN
	W_3 = 8566,58 kN

2. ETAŽA I POZ 200:

POZ 200: $(g+f\cdot y_{2i}q)\cdot A = (5{,}9+0{,}5\cdot 0{,}3\cdot 2{,}0)\cdot 618{,}2 =$	3832,84 kN
grede i serklaži 200: $b\cdot h'\cdot L_{uk}\cdot\gamma_c = 0{,}30\cdot 0{,}30\cdot 347{,}62\cdot 25 =$	782,14 kN
zidovi 2. etaže: $g_z\cdot h_z\cdot L_{uk} = 3{,}0\cdot 2{,}9\cdot 347{,}62=$	3024,30 kN
	W_2 = 7639,28 kN

1. ETAŽA I POZ 100:

POZ 100: $(g+f\cdot y_{2i}q)\cdot A = (5{,}9+0{,}5\cdot 0{,}3\cdot 2{,}0)\cdot 618{,}2 =$	3832,84 kN
grede i serklaži 100: $b\cdot h'\cdot L_{uk}\cdot\gamma_c = 0{,}30\cdot 0{,}30\cdot 347{,}62\cdot 25.0=$	782,14 kN
zidovi 1. etaže: $g_z\cdot h_z\cdot L_{uk}= 3{,}0\cdot 3{,}4\cdot 347{,}62$	3545,72 kN
	W_1= 8160,7 kN

Izračun težina skoncentriranih u razini međukatnih konstrukcija:

$W_{300} = W_3/2 = 8566,58/2 = 4283,29kN$

$W_{200} = (W_3+W_2)/2 = (8566,58+7639,28)/2 = 8102,93$ kN

$W_{100} = (W_2+W_1)/2 = (7639,28+8160,7)/2 = 7899,99$ kN

Ukupna računska težina zgrade:

W = 4283,29+8102,93+7899,99 = 20286,21 kN

m =W/g =20286,21 kN/9,81 m/s2 = 2067,91 kNs/m

Ukupna potresna poprečna sila iznosi:

F_b= 0,2·9,81·2067,91·1 = 4057,24 kN

5.3.2 Razdioba ukupne potresne sile po zidovima

Ukupna potresna poprečna sila:

VEd = 4057,24 kN

$$Fb,i = Fb\cdot (Wi\cdot hi)/\sum(Wi\cdot hi)$$

- Fb,i – potresna sila na pojedinom katu
- Fb – potresna poprečna sila
- Wi – računska težina
- hi – katna visina

Fb,300 =4057,24·(4283,29·2,9·3,0)/(7899,99·3,4+8102,93·2·2,9+4283,29·3·2,9) = 1361kN

Fb,200 = 4057,24· (8102,93·2·2,9)/ (7899,99·3,4+8102,93·2·2,9+4283,29·3·2,9) = 1716kN

Fb,100 = 4057,24 (7899,99·3,4)/ (7899,99·3,4+8102,93·2·2,9+4283,29·3·2,9) = 981 kN

Kontrola:

$F_b = F_{b,100} + F_{b,200} + F_{b,300}$= 981+1716+1361= 4058 kN

Ukupan moment savijanja:

$M_{Ed} = F_{b,100} \cdot h_{100} + F_{b,200} \cdot h_{200} + F_{b,300} \cdot h_{300} =$

M_{Ed}= 981*3,4+1716*2*2,9+1361*3*2,9 = 25128,9 kNm

Podaci za proračun zidova:

Vanjski zidovi:

tlačna čvrstoća zida: $f_k = K * f_b^{0.65} * f_m^{0.25} = 0.55 * 11.5^{\wedge 0.65} * 10^{\wedge 0.25} = 4.35$ MPa

karakteristična posmična čvrstoća: $f_{vk} = f_{vk,0} + 0,4\sigma_d$

$f_{vk,0} = 0.3$

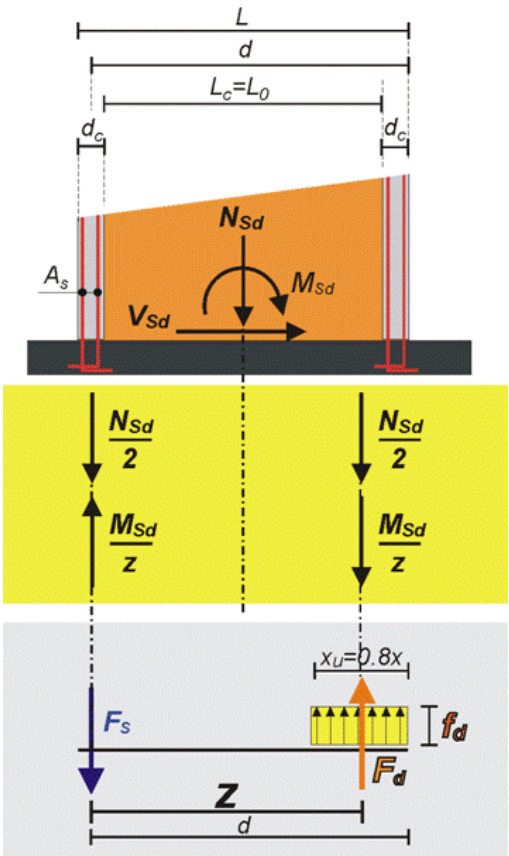
parcijalni koef. sigurnosti za materijale:

zide: γ_M=2,2

beton: γ_c=1.3

čelik: γ_s=1.15

U proračunu zidova na potres dokazuje se da je:



Raspodjela potresnih sila

1/ VSd< VRd

računska poprečna sila:

VSd = VEd*γI = VEd*1.00

računska nosivost na poprečnu silu: VRd=fvk*A/γM

2/ FSd< FRd

računska tlačna sila: Fd = MSd/z

računska vlačna sila: Fs = MSd/z

računski moment savijanja:

MSd = MEd*γI = MEd*1.00

z = krak unutarnjih sila

i izračunava potrebna površina armature vertikalnih serklaža:

3/ As1=(MSd/z+NSd/2)/fyd [cm2]

računska uzdužna sila:

NSd = (Ng+Nq*f*y2i)

U nastavku je prikazan tablični proračun potresne otpornosti zidova (Tablica 5.3. i Tablica 5.4.), koji dominantno preuzimaju potresno djelovanje, u dva međusobno okomita smjera

Tablica 5.3: Proračun sila od potresa,smjer x

Proračun sila od potresa

V_{ed} =	4057	kN	= ukupna poprečna sila od potresa
M_{ed} =	25129	kNm	= ukupan moment od potresa
E =	4784,0	MPa	= modul elastičnosti
G =	797,3	MPa	= modul posmika
f_k =	4,78	MPa	= tlačna čvrstoća zida
f_{vk} =	0,75	MPa	= posmična čvrstoća zida
γ_M =	1,50		= parcijalni faktor sigurnosti za zide
γ_s =	1,00		= parcijalni faktor sigurnosti za armaturu

$$K_{e,otv.} = K_e \cdot k_1$$

$$k_1 = \left(1 - \frac{t\,\Sigma L_i}{0.85\,A}\right)$$

$$K_e = \frac{GA}{1.2h\left[1 + \alpha\frac{G}{E}\left(\frac{h}{L}\right)^2\right]}$$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
	debljina	duljina	površina	Σ duljina	visina		početna	moment	poprečna	stalno	promjenjivo	računska	stat	krak unut.	računsko	duljina	računska	računska			Armat.
Zid	zida	zida	zida	otvora	zida	k1	krutost	od potresa	sila od pot.	djelovanje	djelovanje	vert. sila	visina	sila	djelovanje	tlačne zone	nosivost	nosivost	V_{Sd}/V_{Rd}	F_{Sd}/F_{Rd}	As
	t [m]	L [m]	A [m2]	Li [m]	H [m]		$K_{e,otv}$ [MN/m]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]	N_G [kN]	N_Q [kN]	N_{Sd} [kN]	d [m]	z [m]	F_{SdI} [kN]	xu [m]	V_{Rd} [kN]	F_{mRd} [kN]	[%]	[%]	[cm2]
Z-XA/16-18	0,30	3,79	1,14	2,30	9,20	0,29	19,2	324	52	79,0	4,9	80,5	3,8	2,91	151,4	1,46	568,5	1391,9	9,2	10,9	1,6
Z-XA/18-20	0,30	2,33	0,70	0,00	9,20	1,00	5,2	88	14	105,9	3,1	106,9	2,2	1,74	103,9	0,87	349,5	833,6	4,1	12,5	-0,1
Z-XB/2-4	0,30	3,25	0,98	1,00	9,20	0,64	12,9	218	35	131,04	10,5	134,2	3,1	2,48	154,9	1,24	487,5	1185,4	7,2	13,1	0,5
Z-XB/4-6	0,30	3,25	0,98	1,00	9,20	0,64	12,9	218	35	131,04	10,5	134,2	3,1	2,48	154,9	1,24	487,5	1185,4	7,2	13,1	0,5
Z-XB/6-7	0,30	3,25	0,98	1,30	9,20	0,53	12,9	218	35	118,9	10,5	122,1	3,1	2,48	148,8	1,24	487,5	1185,4	7,2	12,6	0,6
Z-XB/7-9	0,30	3,25	0,98	1,00	9,20	0,64	12,9	218	35	131,04	10,5	134,2	3,1	2,48	154,9	1,24	487,5	1185,4	7,2	13,1	0,5
Z-XB/9-11	0,30	3,25	0,98	1,40	9,20	0,49	12,9	218	35	292,45056	56,734	309,5	3,1	2,48	242,5	1,24	487,5	1185,4	7,2	20,5	-1,5
Z-XB/11-14	0,30	5,75	1,73	2,00	9,20	0,59	51,5	867	140	251,52	26,1	259,4	5,6	4,48	323,1	2,24	862,5	2141,4	16,2	15,1	1,5
Z-XB/14-16	0,30	3,97	1,19	1,00	9,20	0,70	21,6	364	59	180,9504	15,9	185,7	3,8	3,06	211,9	1,53	595,5	1460,8	9,9	14,5	0,6
Z-XB/18-20	0,30	2,33	0,70	0,00	9,20	1,00	5,2	88	14	105,9264	3,1	106,9	2,2	1,74	103,9	0,87	349,5	833,6	4,1	12,5	-0,1
Z-XC/2-11	0,30	16,18	4,85	4,95	9,20	0,64	297,2	5005	808	825,4464	97,0	854,6	16,0	12,82	817,6	6,41	2427,0	6129,9	33,3	13,3	-0,9
Z-XC/11-14	0,30	5,75	1,73	1,80	9,20	0,63	51,5	867	140	328,224	44,0	341,4	5,6	4,48	364,1	2,24	862,5	2141,4	16,2	17,0	0,5
Z-XC/14-16	0,30	3,97	1,19	2,90	9,20	0,14	21,6	364	59	143,9424	26,3	151,8	3,8	3,06	195,0	1,53	595,5	1460,8	9,9	13,3	1,0
Z-XD/1-5	0,30	6,77	2,03	1,20	9,20	0,79	72,4	1220	197	486,6624	68,3	507,1	6,6	5,30	483,9	2,65	1015,5	2531,5	19,4	19,1	-0,5
Z-XD/5-10	0,30	7,25	2,18	2,40	9,20	0,61	83,2	1401	226	403,6224	54,1	419,8	7,1	5,69	456,1	2,84	1089,0	2718,9	20,8	16,8	0,8
Z-XD/10-13	0,30	7,28	2,18	1,20	9,20	0,81	83,6	1408	227	540,8256	77,0	563,9	7,1	5,70	528,8	2,85	1092,0	2726,5	20,8	19,4	-0,8
Z-XD/13-19	0,30	10,75	3,23	4,00	9,20	0,56	165,6	2789	450	1014,528	193,3	1072,5	10,6	8,48	865,1	4,24	1612,5	4053,4	27,9	21,3	-4,8
Z-XE/1-5	0,30	6,77	2,03	1,80	9,20	0,69	72,4	1220	197	391,3344	49,7	406,3	6,6	5,30	433,4	2,65	1015,5	2531,5	19,4	17,1	0,6
Z-XE/5-10	0,30	7,25	2,18	3,60	9,20	0,42	83,0	1397	226	283,4496	35,5	294,1	7,1	5,68	393,0	2,84	1087,5	2715,0	20,7	14,5	2,3
Z-XE/10-13	0,30	7,28	2,18	3,35	9,20	0,46	83,6	1408	227	377,5296	57,1	394,6	7,1	5,70	444,2	2,85	1092,0	2726,5	20,8	16,3	1,1
Z-XF/13-15	0,30	4,68	1,40	2,00	9,20	0,50	32,2	543	88	462,8736	92,4	490,6	4,5	3,62	395,1	1,81	702,0	1732,3	12,5	22,8	-2,2
Z-XF/15-17	0,30	2,78	0,83	1,20	9,20	0,49	8,5	143	23	259,5456	51,0	274,8	2,6	2,10	205,5	1,05	417,0	1005,7	5,5	20,4	-1,6
Z-XF/17-19	0,30	3,30	0,99	0,00	9,20	1,00	13,5	227	37	363,456	60,0	381,5	3,2	2,52	280,6	1,26	495,0	1204,6	7,4	23,3	-2,3
Z-XH/15-19	0,30	6,08	1,82	1,20	9,20	0,77	58,0	977	158	486,2976	75,4	508,9	5,9	4,74	460,4	2,37	912,0	2267,6	17,3	20,3	-1,1
Z-XK/15-19	0,30	6,08	1,82	1,80	9,20	0,65	58,0	977	158	595,7376	110,2	628,8	5,9	4,74	520,3	2,37	912,0	2267,6	17,3	22,9	-2,5
Z-XL/13-15	0,30	4,68	1,40	0,00	9,20	1,00	32,2	543	88	416,7936	59,4	434,6	4,5	3,62	367,1	1,81	702,0	1732,3	12,5	21,2	-1,6
Z-XN/13-15	0,30	4,68	1,40	0,00	9,20	1,00	32,2	543	88	357,6576	44,0	370,9	4,5	3,62	335,2	1,81	702,0	1732,3	12,5	19,4	-0,8
Z-XO/15-17	0,30	2,78	0,83	0,00	9,20	1,00	8,5	143	23	239,3856	33,2	249,3	2,6	2,10	192,8	1,05	417,0	1005,7	5,5	19,2	-1,3
Z-XO/17-19	0,30	3,29	0,99	0,00	9,20	1,00	13,3	225	36	293,9328	42,0	306,5	3,1	2,51	242,8	1,26	493,5	1200,7	7,4	20,2	-1,5
Z-XP/13-15	0,30	4,68	1,40	0,00	9,20	1,00	32,2	543	88	290,07	28,4	298,0	4,5	3,62	298,8	1,81	702,0	1732,3	12,5	17,3	0,0
Z-XP/15-17	0,30	2,78	0,83	0,00	9,20	1,00	8,5	143	23	146,36	8,925	149,0	2,6	2,10	142,6	1,05	417,0	1005,7	5,5	14,2	-0,1
Z-XR/17-19	0,30	3,30	0,99	0,00	9,20	1,00	13,5	227	37	184,9	13,5	188,9	3,2	2,52	184,4	1,26	495,0	1204,6	7,4	15,3	-0,1
							1492,3	25129	119234	10420	1471										

Tablica 5.4: Proračun sila od potresa,smjer y

Proračun sila od potresa

V_{ed} =	4057	kN	= ukupna poprečna sila od potresa
M_{ed} =	25129	kNm	= ukupan moment od potresa
E =	4784,0	MPa	= modul elastičnosti
G =	797,3	MPa	= modul posmika
f_k =	4,78	MPa	= tlačna čvrstoća zida
f_{vk} =	0,75	MPa	= posmična čvrstoća zida
γ_M =	1,50		= parcijalni faktor sigurnosti za zide
γ_s =	1,00		= parcijalni faktor sigurnosti za armaturu

$$K_{e,otv.} = K_e \cdot k_1$$

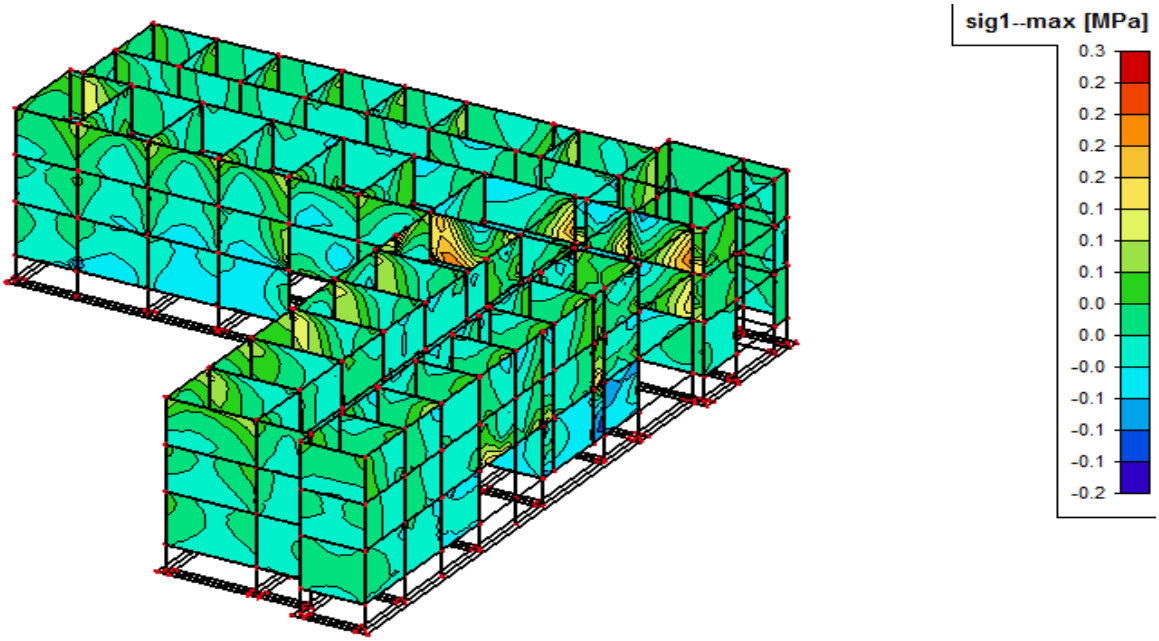
$$k_1 = \left(1 - \frac{t\,\Sigma L_i}{0.85A}\right)$$

$$K_e = \frac{GA}{1.2h\left[1 + \alpha\frac{G}{E}\left(\frac{h}{L}\right)^2\right]}$$

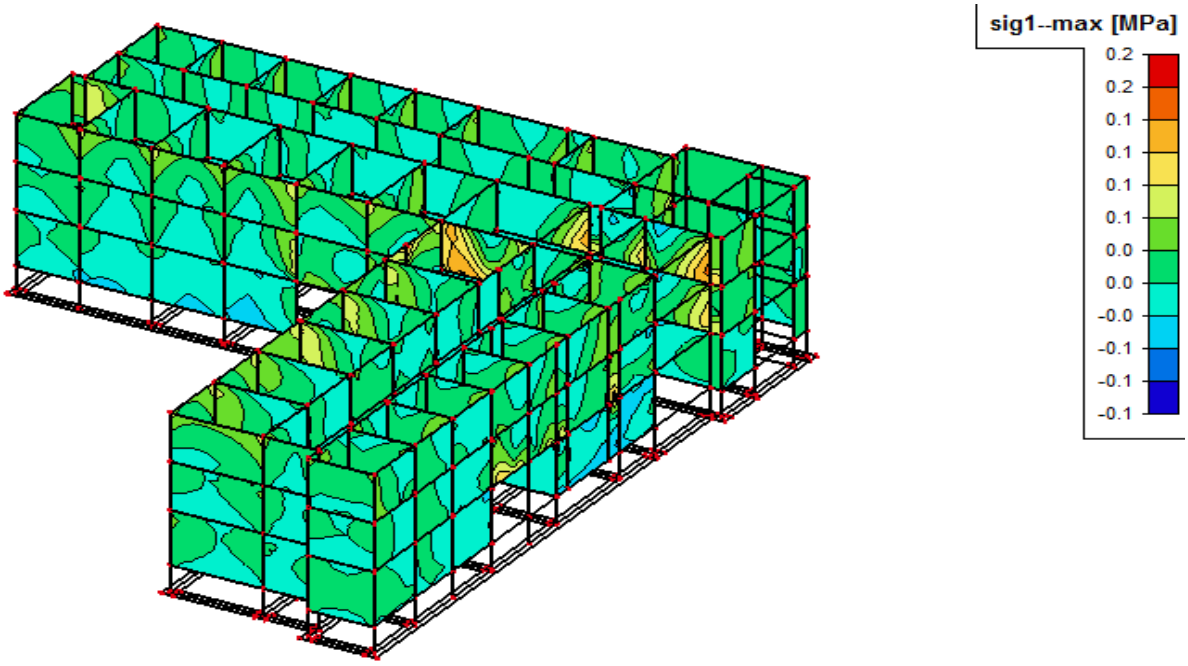
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
	debljina	duljina	površina	Σ duljina	visina		početna	moment	poprečna	stalno	promjenjivo	računska	stat	krak unut.	računsko	duljina	računska	računska			Armat.
Zid	zida	zida	zida	otvora	zida	k1	krutost	od potresa	sila od pot.	djelovanje	djelovanje	vert. sila	visina	sila	djelovanje	tlačne zone	nosivost	nosivost	V_{Sd}/V_{Rd}	F_{Sd}/F_{Rd}	As
	t [m]	L [m]	A [m2]	Li [m]	H [m]		$K_{e,otv}$ [MN/m]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]	N_G [kN]	N_Q [kN]	N_{Sd} [kN]	d [m]	z [m]	$F_{Sd,i}$ [kN]	xu [m]	V_{Rd} [kN]	F_{mRd} [kN]	[%]	[%]	[cm2]
Z-Y1/D-E	0,30	4,65	1,40	0,00	9,20	1,00	31,8	2952	477	297	28,6	305,9	4,5	3,60	973,1	1,80	697,5	1720,8	68,3	56,5	15,3
Z-Y2/B-C	0,30	3,27	0,98	0,00	9,20	1,00	13,1	1221	197	172	10,5	175,3	3,1	2,50	577,0	1,25	490,5	1193,1	40,2	48,4	9,2
Z-Y2/C-D	0,30	2,80	0,84	0,00	9,20	1,00	8,7	807	130	142	7,7	144,6	2,7	2,12	452,8	1,06	420,0	1013,4	31,0	44,7	7,1
Z-Y4/B-C	0,30	3,27	0,98	0,00	9,20	1,00	13,1	1221	197	212	21,0	218,8	3,1	2,50	598,7	1,25	490,5	1193,1	40,2	50,2	8,7
Z-Y6/B-C	0,30	3,27	0,98	0,00	9,20	1,00	13,1	1221	197	212	21,0	218,8	3,1	2,50	598,7	1,25	490,5	1193,1	40,2	50,2	8,7
Z-Y7/B-C	0,30	3,27	0,98	0,00	9,20	1,00	13,1	1221	197	212	21,0	218,8	3,1	2,50	598,7	1,25	490,5	1193,1	40,2	50,2	8,7
Z-Y9/B-C	0,30	3,27	0,98	0,00	9,20	1,00	13,1	1221	197	212	21,0	218,8	3,1	2,50	598,7	1,25	490,5	1193,1	40,2	50,2	8,7
Z-Y11/B-C	0,30	3,27	0,98	0,00	9,20	1,00	13,1	1221	197	224	24,0	231,2	3,1	2,50	604,9	1,25	490,5	1193,1	40,2	50,7	8,6
Z-Y14/B-C	0,30	3,27	0,98	0,00	9,20	1,00	13,1	1221	197	230	25,5	237,4	3,1	2,50	608,0	1,25	490,5	1193,1	40,2	51,0	8,5
Z-Y16/B-C	0,30	3,27	0,98	0,00	9,20	1,00	13,1	1221	197	178	12,0	181,5	3,1	2,50	580,1	1,25	490,5	1193,1	40,2	48,6	9,2
Z-Y5/D-E	0,30	4,65	1,40	0,00	9,20	1,00	31,8	2952	477	390	52,8	406,1	4,5	3,60	1023,2	1,80	697,5	1720,8	68,3	59,5	14,2
Z-Y8/D-E	0,30	4,65	1,40	1,20	9,20	0,70	31,8	2952	477	325	48,4	339,5	4,5	3,60	989,9	1,80	697,5	1720,8	68,3	57,5	15,0
Z-Y10/D-E	0,30	4,65	1,40	0,00	9,20	1,00	31,8	2952	477	382	50,6	397,0	4,5	3,60	1018,6	1,80	697,5	1720,8	68,3	59,2	14,3
Z-Y13/D-F	0,30	7,55	2,27	2,60	9,20	0,59	89,7	8337	1346	522	84	547,1	7,4	5,92	1681,9	2,96	1132,5	2829,8	118,9	59,4	26,1
Z-Y16/C-D	0,30	2,8	0,84	0,00	9,20	1,00	8,7	807	130	162	13	165,7	2,7	2,12	463,4	1,06	420,0	1013,4	31,0	45,7	6,8
Z-Y20/C-D	0,30	2,8	0,84	2,00	9,20	0,16	8,7	807	130	57	6	58,6	2,7	2,12	409,8	1,06	420,0	1013,4	31,0	40,4	8,1
Z-Y19/D-F	0,30	7,55	2,27	5,4	9,20	0,16	89,7	8337	1346	409	84	434,2	7,4	5,92	1625,5	2,96	1132,5	2829,8	118,9	57,4	27,4
Z-Y13/F-L	0,30	12,52	3,76	4	9,20	0,62	208,7	19404	3133	530	104	560,9	12,4	9,90	2241,3	4,95	1878,0	4730,3	166,8	47,4	38,6
Z-Y15/F-H	0,30	5,35	1,61	0	9,20	1,00	43,9	4080	659	478	68	498,0	5,2	4,16	1229,8	2,08	802,5	1988,5	82,1	61,8	16,8
Z-Y17/F-H	0,30	5,35	1,61	2,8	9,20	0,38	43,9	4080	659	306	53	322,3	5,2	4,16	1142,0	2,08	802,5	1988,5	82,1	57,4	18,8
Z-Y19/F-H	0,30	5,35	1,61	1,8	9,20	0,60	43,9	4080	659	250	28	258,1	5,2	4,16	1109,9	2,08	802,5	1988,5	82,1	55,8	19,6
Z-Y19/H-K	0,30	5,5	1,65	1,8	9,20	0,61	46,7	4340	701	197	45	210,0	5,4	4,28	1119,0	2,14	825,0	2045,8	84,9	54,7	20,9
Z-Y13/L-N	0,30	3,65	1,10	1,2	9,20	0,61	17,5	1624	262	164	17	169,2	3,5	2,80	664,8	1,40	547,5	1338,4	47,9	49,7	11,4
Z-Y15/N-P	0,30	3,68	1,10	1	9,20	0,68	17,8	1659	268	186	20	192,5	3,5	2,82	683,7	1,41	552,0	1349,9	48,5	50,6	11,3
Z-Y15/N-P	0,30	3,68	1,10	0	9,20	1,00	17,8	1659	268	272	32	282,1	3,5	2,82	728,4	1,41	552,0	1349,9	48,5	54,0	10,3
Z-Y15/K-O	0,30	6,5	1,95	0,8	9,20	0,86	66,7	6200	1001	468	62	486,5	6,4	5,08	1463,7	2,54	975,0	2428,2	102,7	60,3	22,5
Z-Y19/K-O	0,30	6,5	1,95	2,2	9,20	0,60	66,7	6200	1001	411	62	430,1	6,4	5,08	1435,5	2,54	975,0	2428,2	102,7	59,1	23,1
Z-Y15/O-P	0,30	2,55	0,77	0	9,20	1,00	6,7	625	101	187	22	193,3	2,4	1,92	421,9	0,96	382,5	917,8	26,4	46,0	5,3
Z-Y17/O-R	0,30	3,45	1,04	0	9,20	1,00	15,1	1405	227	237	26	244,7	3,3	2,64	654,5	1,32	517,5	1261,9	43,8	51,9	9,4
Z-Y19/O-R	0,30	3,45	1,04	1	9,20	0,66	15,1	1405	227	160	16	165,0	3,3	2,64	614,7	1,32	517,5	1261,9	43,8	48,7	10,3
stup5	0,30	0,5	0,15	0	9,20	1,00	0,1	5	1	143	32	152,2	0,4	0,28	95,2	0,14	75,0	133,8	1,1	71,1	-1,3
stup6	0,30	0,5	0,15	0	9,20	1,00	0,1	5	1	135	32	144,2	0,4	0,28	91,1	0,14	75,0	133,8	1,1	68,1	-1,2
stup7	0,30	0,3	0,09	0	9,20	1,00	0,0	1	0	31	5	32,8	0,2	0,12	26,0	0,06	45,0	57,4	0,4	45,4	-0,2
stup8	0,30	0,3	0,09	0	9,20	1,00	0,0	1	0	31	5	32,8	0,2	0,12	26,0	0,06	45,0	57,4	0,4	45,4	-0,2
							270,3	25129	4057												

5.4. Prikaz naprezanja iz računalnog modela

- **Osnovna kombinacija**



Slika 5.5: Prikaz glavnih tlačnih naprezanja u osi zida za osnovnu kombinaciju GSN-1,35(G0+G1)+1,5Q



Slika 5.6: Prikaz glavnih tlačnih naprezanja u osi zida za potresnu kombinaciju GSN-SX - G0+G1+Q+Sx+0,3Sy

❖ Ni za jednu kombinaciju maksimalno naprezanje u zidu ne prelazi čvrstoću zida fk = 4,784 MPa.

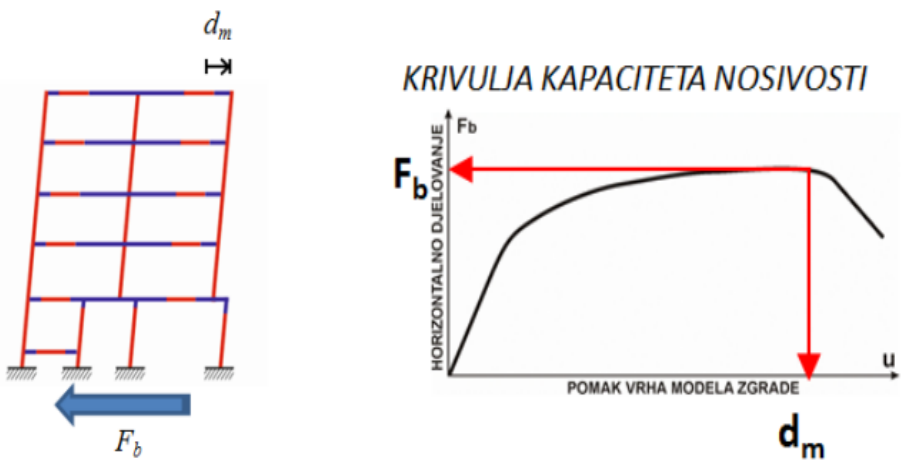
6. METODA NAGURAVANJA

6.1. Općenito o metodi naguravanja - pushover metoda

Metoda naguravanja ili pushover metoda je nelinearna statička metoda proračuna novih ili postojećih objekata. Glavni princip metode je da se prati odgovor sustava za rastuću horizontalnu silu uz konstantno vertikalno opterećenje. Iz dobivenog odnosa horizontalne sile i referentnog pomaka može se odrediti potresna otpornost sustava. Potresno opterećenje se inkrementalno nanosi na sustav koji je prethodno u potpunosti opterećen na vertikalna djelovanja. Na ovaj način, simuliraju se inercijalne sile koje se javljaju u sustavu prilikom potresnog opterećenja. Povećavanjem inkrementalnog opterećenja dolazi do otkazivanja pojedinih elemenata konstrukcije, što uzrokuje smanjenje krutosti sustava.

Metoda je nastala na temelju postupaka za projektiranje i saniranje oštećenih građevina, koji sadrže inženjerske koncepte osnovane na ponašanju konstrukcije. Uvidjelo se da prilikom projektiranja treba posvetiti veću pažnju kontroli oštećenja. To se jedino može postići uvođenjem nelinearnog proračuna u metodologiju potresnih proračuna. Jedan od najprikladnijih pristupa je kombiniranje nelinearne statičke metode postupnog guranja s metodologijom spektralnog odgovora.

Metoda postupnog guranja daje karakterističnu nelinearnu krivulju odnosa sile i pomaka, a najčešće se prikazuje kao odnos ukupne poprečne sile F_b u razini temelja i pomaka vrha zgrade d_m (*Slika 6.1.*). Takav je prikaz vrlo zanimljiv jer istodobno daje podatke o nosivosti, duktilnosti i krutosti konstrukcije.



Slika 6.1: Prikaz višestupnjevnog sustava sa poprečnom silom u razini temelja i krivulja kapaciteta nosivosti

Ocjena otpornosti na potres daje se na temelju praćenja jednog karakterističnog čvora – kontrolnog čvora. Kontrolni čvor je najčešće centar masa najvišeg kata. Na osnovu putanje kontrolnog čvora konstruira se krivulja nosivosti iz koje se može ocijeniti potresna otpornost sustava

6.2. Pretpostavke metode naguravanja iz EN 1998-1

Metoda naguravanja je jedna od propisanih metoda u europskoj normi EN 1998-1:2004. U nastavku su navedene pretpostavke koje vrijede za proračun po toj normi:

Vrijednost savojne i poprečne krutosti zida i armiranog betona se uzima ½ od stvarne kako bi se simuliralo raspucavanje presjeka (EN 1998-1, 4.3.1(7))

Treba se koristiti minimalno bi-linearni odnos sila-deformacija na razini elementa (EN 1998-1, 4.3.3.4.1(2))

Nulta krutost se može pretpostaviti nakon granice popuštanja (EN 1998-1, 4.3.3.4.1(3))

Trebaju se koristiti srednje vrijednosti za svojstva materijala (EN 1998-1, 4.3.3.4.1(4))

Uzdužne sile uslijed gravitacijskog opterećenja se trebaju uzeti u obzir prilikom proračuna EN 1998-1, 4.3.3.4.1(5).

Za zgrade nepravilnog oblika je potrebno napraviti prostorni model, te dva različita proračuna za dva smjera, pri čemu nije potrebno u pojedinom proračunu uzimati u obzir horizontalna djelovanja iz dva različita smjera

Potrebno je provesti proračun za dvije vrste raspodjele horizontalnog opterećenja:

-jednolika – proporcionalna masi sustava i neovisna o visini

-modalna – prema EN 1998-1 stavak 4.3.3.2 i 4.3.3.3 ako je :

-zadovoljena tlocrtna pravilnost prema EN 1998-1 stavak 4.2.3.3

-prvi period sustava $T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2s \end{cases}$

Horizontalne sile za slučaj modalne raspodjele se određuju na osnovu izraza:

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$

gdje je :

z_i -katna visina

m_i -katna masa prema EN 1998-1 stavka 3.2.4

F_b -ukupna poprečna sila

Poprečne sile se trebaju zadati u središtu masa, tj. u središtu katova s ekscentricitetom zadanim prema EN 1998-1 stavka 4.3.2(1) tj.

$$e_{ai} = \pm 0.05 L_i$$

gdje je:

L_i -dimenzija kata okomita na djelovanje potresa

a) Vertikalne komponente seizmičkog djelovanja se mogu zanemariti (EN 1996-1, 4.3.3.5.2)
b) Krivulja kapaciteta je odnos između ukupne poprečne sile F_b, te pomaka čvora koji se prati, tj. pomaka kontrolnog čvora d_n
c) Krivulja kapaciteta bi trebala iznositi maksimalno 150% vrijednosti ciljanog pomaka
d) Ciljani pomak se određuje na osnovu seizmičkih zahtjeva elastičnog spektra u odnosu na pomak ekvivalentnog jednostupnjevnog sustava. Vidjeti EN 1998-1 Annex B
e) Krivulja kapaciteta se može koristiti da bi se odredio:

Faktor ponašanja α_u / α_i, gdje je ;

α_u -pomak pri otkazivanju sustava

α_i -pomak pri pojavi plastičnog mehanizma

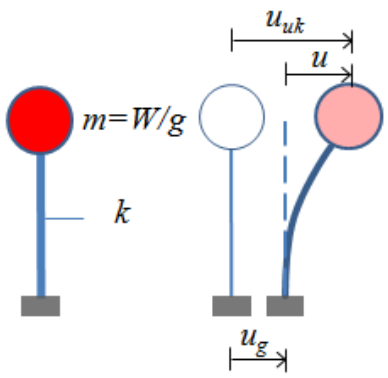
6.3. Postupak provedbe Pushover analize

Metoda naguravanja se provodi po sljedećim koracima:

- određivanje spektralnog ubrzanja iz elastičnog spektra odgovora jednostupnjevnog sustava,
- određivanje pseudosile iz spektralnog ubrzanja, te određivanje odnosa spektralnog ubrzanja i spektralnog pomaka,
- određivanje ciljanog pomaka jednostupnjevnog sustava,
- transformacija višestupnjevnog sustava u idealizirani jednostupnjevni sustav,
- određivanje idealiziranog (ekvivalentnog) elastoplastičnog dijagrama,
- određivanje perioda idealiziranog (ekvivalentnog) sustava,
- određivanje ciljanog pomaka idealiziranog (ekvivalentnog) sustava,
- određivanje ciljanog pomaka višestupnjevnog sustava.

Općenito, kad govorimo o potrebama proračuna, sustave možemo podijeliti na;

- jednostupnjevne (slika 6.2)
- višestupnjevne (slika 6.3)



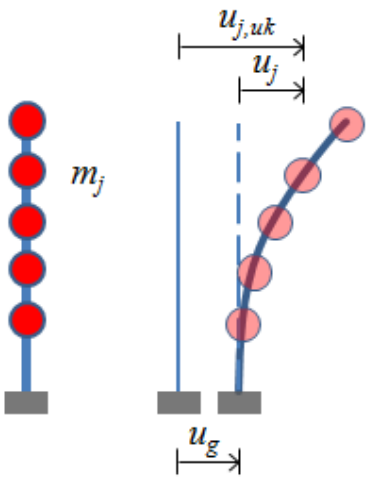
Slika 6.2: Jednostupnjevni model – jednostupnjevni sustav

gdje su :

u_g – pomaci tla pri seizmičkom djelovanju,

u – relativni pomaci,

u_{uk} – ukupni pomaci.



Slika 6.3: Višestupnjevni model – višestupnjevni sustav

gdje su :

u_g – pomaci tla pri seizmičkom djelovanju,

u_j – relativni pomaci,

$u_{j,uk}$ – ukupni pomaci.

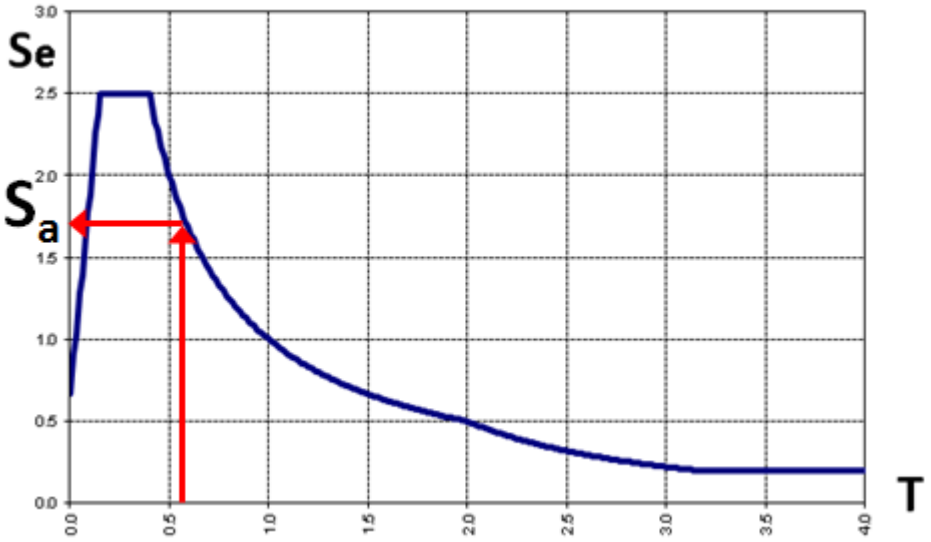
Svaki JS je određen trima fizikalnim karakteristikama – **svojom masom *m*,krutosti *k*** i **prigušenjem**. Iz tih veličina može se odredit vlastiti period JS-a po izrazu:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ - kružna frekvencija}$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \text{ - vlastiti period}$$

Iz ovih izraza može se zaključiti da je vlastiti period sustava također fizikalna karakteristika sustava koja je određena masom i krutošću sustava. Ovisno o vlastitom periodu sustava razlikuju se pomaci i ubrzanja koja će JS doživjeti pod utjecajem ubrzanja tla ug. To se može vidjeti iz elastičnog spektra odgovora gdje je prikazana ovisnost ubrzanja JS- a u odnosu na vlastiti period T.

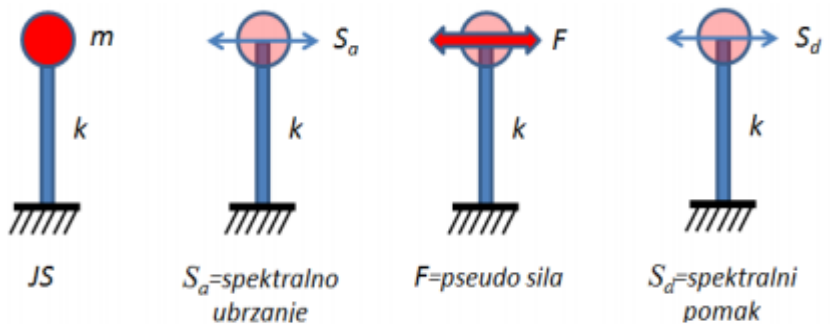
Nadalje, iz poznatog vlastitog perioda sustava lako se može odrediti spektralno ubrzanje, kao što se može vidjeti na slici 6.4.



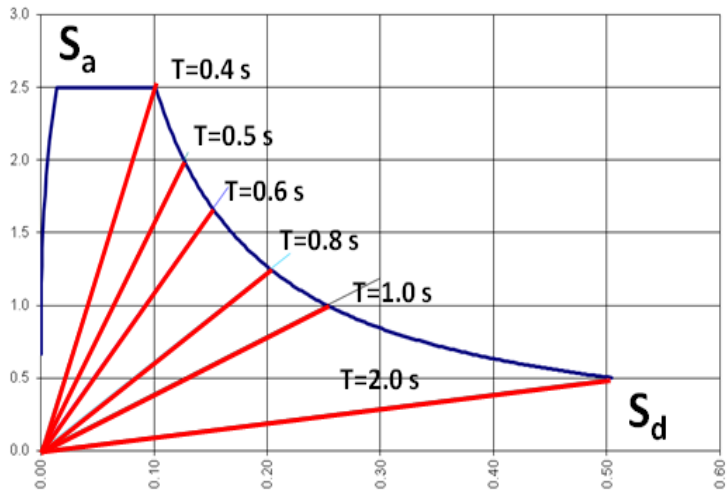
Slika 6.4: Određivanje spektralnog ubrzanja na temelju poznatog vlastitog perioda

Iz poznatog spektralnog ubrzanja može se odrediti pseudosila $F = m \cdot S_a$ koja je jednaka umnošku mase JS-a i spektralnog ubrzanja. Pseudosilu F može se prikazati i na sljedeći način: $F = k \cdot S_d$, tj. kao produkt krutosti JS-a i spektralnog pomaka S_d. Sad se lako može odrediti odnos između spektralnog ubrzanja i spektralnog pomaka na temelju sljedećeg izraza:

$$S_d = \frac{F}{k} = mS_a \frac{T^2}{4\pi^2 m} = \frac{S_a T^2}{4\pi^2}$$



Slika 6.5: Shematski prikaz određivanja spektralnog pomaka

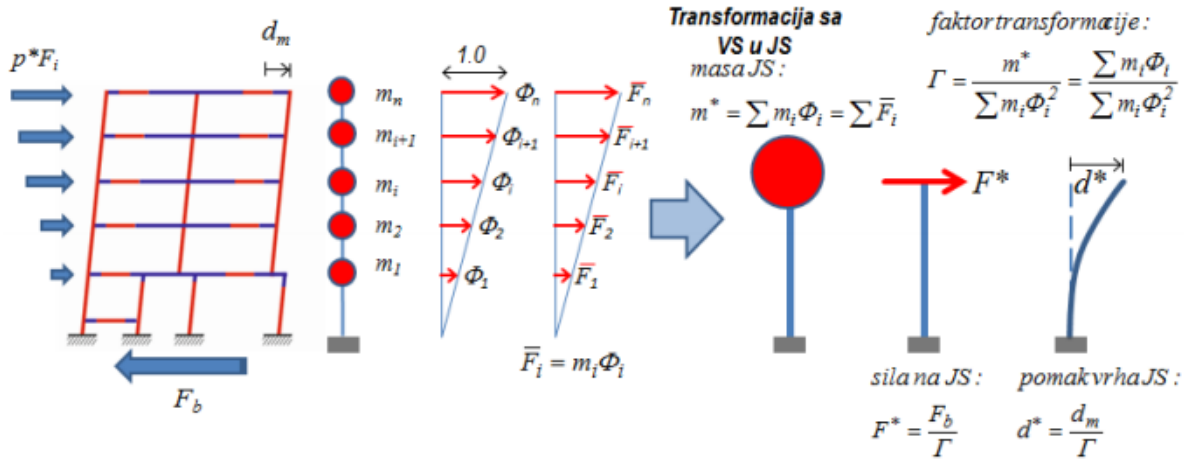


Slika 6.6: Različiti periodi su predstavljeni pravcima

Kao što vidimo na slici, svaki period je predstavljen pravcem koji počinje u ishodištu koordinatnog sustava i čiji je nagib jednak $\frac{S_a}{S_d} = \frac{4\pi^2}{T^2}$.

Za određivanje ciljanog pomaka potrebno je za kontrolni čvor sustava konstruirati krivulju putanje uslijed inkrementalnog povećanja horizontalnog opterećenja. Sve to se odnosi na jednostupnjevne sustave. Budući da se realne konstrukcije tretiraju kao višestupnjevni sustavi, potrebno je sve svesti na ekvivalentne jednostupnjevne sustave.

Transformacija se vrši na sljedeći način;



Slika 6.7: Shematizirani prikaz transformacije višestupnjevnog sustava u ekvivalentni jednostupnjevni

Pretpostavlja se sljedeća veza između normalizirane horizontalne sile $\overline{F_i}$ i normaliziranog pomaka Φ_i:

$$\overline{F_i} = m_i \cdot \Phi_i$$

gdje je m_i masa i-tog kata.

Pomaci se normaliziraju tako što se postavi da je $\Phi_n = 1$, gdje je n kontrolni čvor (uobičajeno se n odnosi na krovnu razinu). Posljedica toga je izraz;

$$\overline{F_n} = m_n$$

Masa ekvivalentnog jednostupnjevnog sustava se određuje na slijedeći način:

$$\mathrm{m}^* = \sum \mathrm{m_i} \cdot \Phi_\mathrm{i} = \sum \overline{\mathrm{F_i}}$$

pri čemu je m^* masa ekvivalentnog JS-a, a transformacijski faktor je:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{\sum \overline{F_i}}{\sum \left(\frac{\overline{F_i}^2}{m_i} \right)}$$

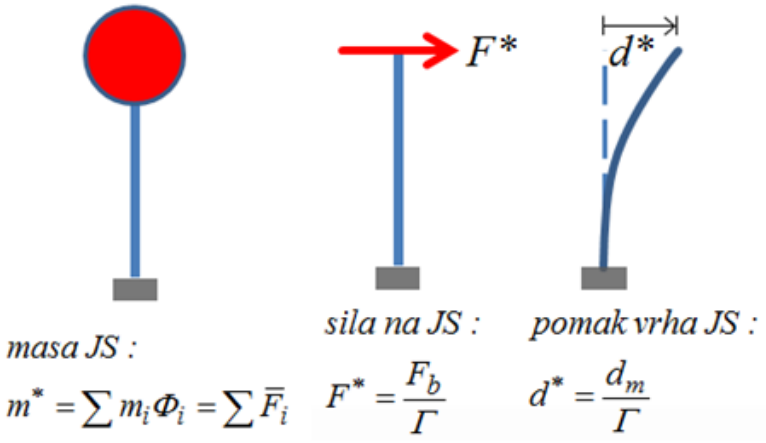
Iz ovih izraza može se zaključiti da u masi ekvivalentnog JS- a najviše sudjeluju mase VS-a koje su pri vrhu sustava jer imaju najveće pomake, dok najmanje sudjeluju mase pri dnu sustava koje imaju najmanje pomake.

Nadalje, sila i pomak ekvivalentnog JS-a se određuju na sljedeći način:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

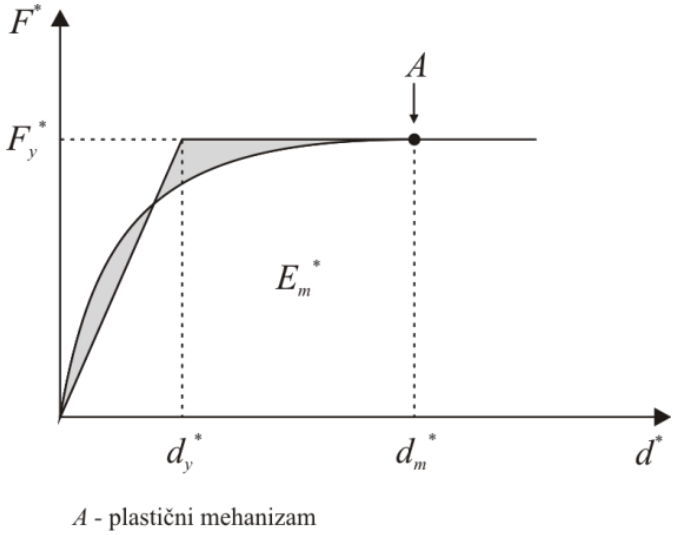
$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

gdje su F_b i d_n poprečna sila pri bazi i pomak kontrolnog čvora VS-a.



Slika 6.8: Prikaz ekvivalentnog jednostupnjevnog sustava sa silom F i pomakom d**

Sila tečenja F_y^*, koja predstavlja maksimalnu nosivost idealiziranog sustava je jednaka poprečnoj sili pri bazi pri formiranju plastičnog mehanizma. Početna krutost idealiziranog sustava se određuje na način da površine ispod stvarne i idealizirane sila-pomak krivulje budu jednake, tj. pod pretpostavkom očuvanja ukupne energije sustava.(slika 6.9)

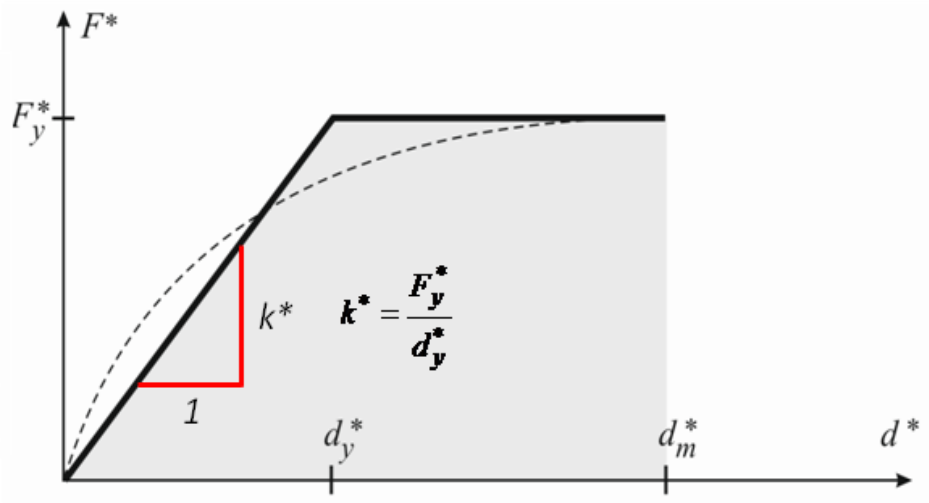


Slika 6.9: Određivanje idealnog elasto-plastičnog dijagrama

Temeljeno na ovoj pretpostavci, pomak plastifikacije idealiziranog JS-a d_y^* je dan izrazom:

$$d_y^* = 2\left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}\right)$$

gdje je E_m^* energija deformacije do formiranja plastičnog mehanizma, d_y^* točka aproksimacije pojave plastičnog zgloba, a A točka pojave mehanizma.



Slika 6.10: Prikaz početne krutosti idealiziranog JS-a

Kao što se može vidjeti na slici, početna krutost idealiziranog JS-a je jednaka omjeru sile tečenja F_y^* i pomaka plastifikacije idealiziranog JS-a. Stoga se period idealiziranog ekvivalnetnog JS-a može odrediti kao:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi\sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

Nakon što se odredi period idealiziranog ekvivalentnog JS-a, preostaje još odrediti ciljani pomak ekvivalentnog JS-a. Ciljani pomak konstrukcije perioda T^* i neograničenog elastičnog ponašanja se određuje pomoću sljedećeg izraza:

$$d_{et}^* = S_e\left(T^*\right)\left[\frac{T^*}{2\pi}\right]^2$$

gdje je $S_e\left(T^*\right)$ elastični spektar ubrzanja za period T^*.

Za određivanje ciljanog pomaka d_t^* kod konstrukcija u području malih perioda i kod konstrukcija u području srednjih i većih perioda primjenjuju se različiti izrazi. Period koji dijeli male od srednjih perioda je period T_C.

$$T^* < T_C \text{ (područje malih perioda)}$$

Ako je $F_y^* / m^* \geq S_e\left(T^*\right)$, odgovor je linearan te slijedi;

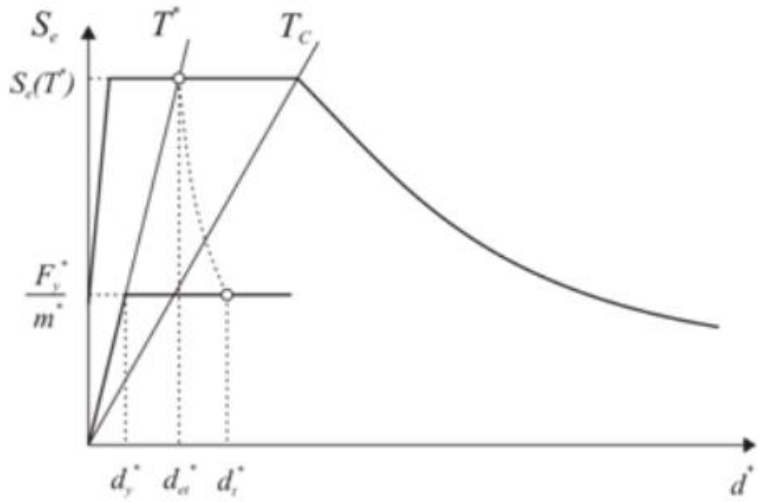
$d_t^* = d_{et}^*$

Ako je $F_y^* / m^* < S_e\left(T^*\right)$, odgovor je nelinearan te slijedi;

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u}\left(1 + \left(q_u - 1\right)\frac{T_C}{T^*}\right) \geq d_{et}^*$$

gdje je q_u omjer ubrzanja u konstrukciji s neograničenim elastičnim ponašanjem $S_e\left(T^*\right)$ i u konstrukciji s ograničenom čvrstoćom F_y^* / m^*

$$q_u = \frac{S_e\left(T^*\right)m^*}{F_y^*}$$



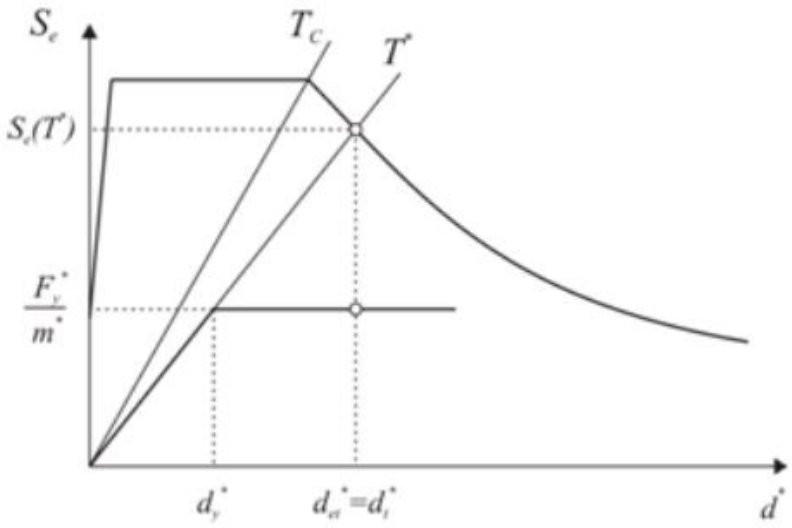
Područje malih perioda ($T^* < T_C$)

Slika 6.11: Grafički prikaz određivanja ciljanog pomaka za područje malih perioda

$T \geq T_C$ (srednji i veliki periodi)

$$d_t^* = d_{et}^*$$

uz uvjet $d_t \leq 3 \cdot d_{et}^*$



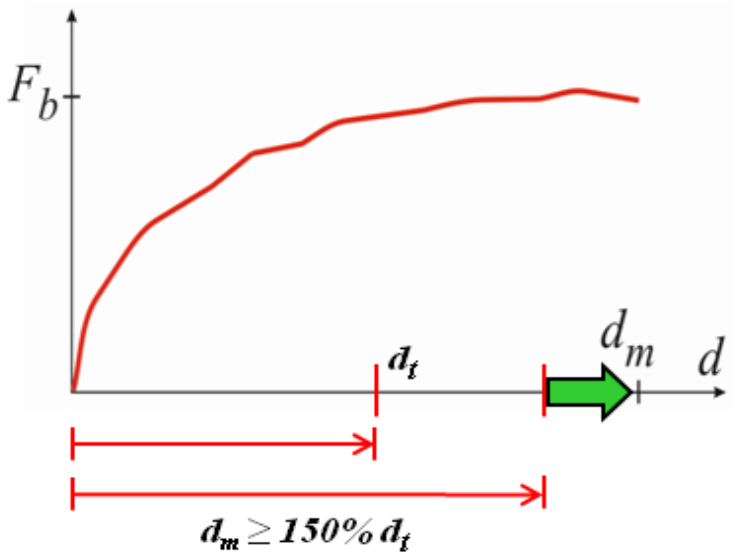
Područje srednjih i velikih perioda ($T^* \geq T_C$)

Slika 6.12: Grafički prikaz određivanja ciljanog pomaka za područje srednjih i velikih perioda

Preostaje još odrediti ciljani pomak VS-a. On se lako može odrediti pomoću faktora transformacije, kao produkt ciljanog pomaka idealiziranog ekvivalentnog JS-a i faktora transformacije:

$$d_t = \Gamma d_t^*$$

Ciljani pomak se odnosi na kontrolni čvor.



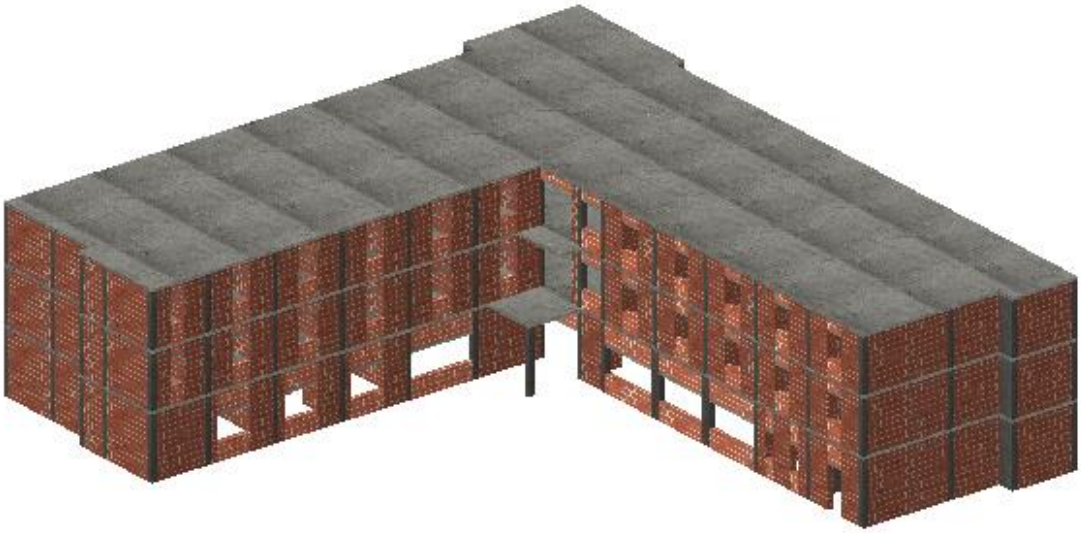
Slika 6.13: Grafički prikaz rezerve nosivosti izražene kroz ciljani pomak

Ciljani pomak kod dokazivanja graničnog stanja nosivosti predstavlja onaj pomak vrha konstrukcije koji se očekuje za zadani potres i svojstva konstrukcije. Smatra se da konstrukcija zadovoljava GSN ako je pomak vrha konstrukcije pred kolaps barem 150% veći od ciljanog pomaka.

6.4. Proračunski model

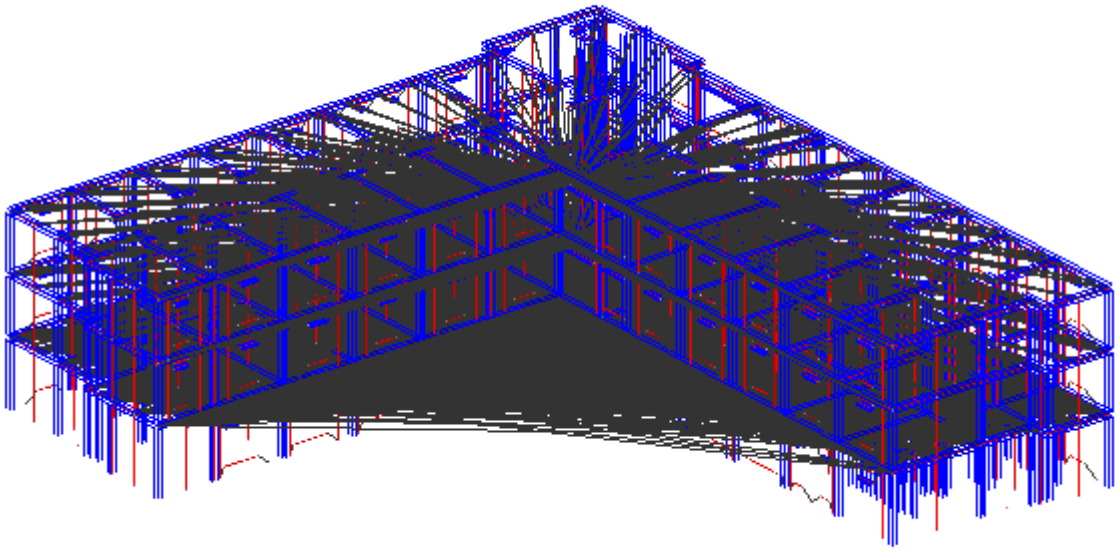
Proračun metodom naguravanja napravljen je u programu AmQuake koji kombinirajući metodu ekvivalentnog okvira i metodu naguravanja provodi dokaz potresne otpornost

Napravljen je model za predmetnu stambeno-poslovnu zgradu (*Slika 6.14.*), sa tri etaže, tlocrtno približno pravokutna (svaki od krakova „L“ oblika) dimenzija 32,95 x 11,05 m jedan krak, te 23,65 m x 11,05 m drugi krak.Debljina Svijetla visina prve etaže iznosi 3,24 m, a druge dvije 2,74 m. Debljina međukatne AB ploče 0,16 m, što daje ukupnu visinu objekta od 9,20 m.



Slika 6.14: Prikaz proračunskog modela

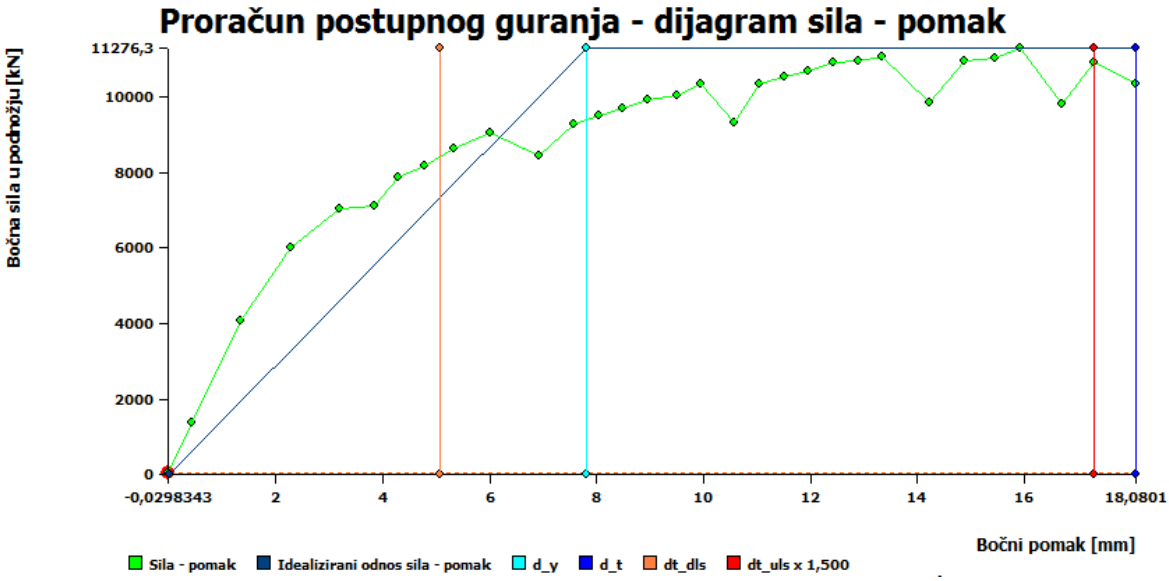
Na rezultate proračuna utječu postavke vezane za mrežu konačnih elemenata, pa je zato potrebno s posebnom pozornosti odabrati pojedine opcije u programu. Osnovna ideja leži u modeliranju svih nosivih elemenata 1D grednim elementima. To se odnosi na vertikalne i horizontalne elemente poput zidova, vertikalnih serklaža, horizontalnih serklaža, nadvoja nad vratima i sl. Idućа pretpostavka odnosi se na međukatnu konstrukciju, koja je u svojoj ravnini beskonačno kruta, dok je izvan te ravnine njena krutost zanemariva. Provedba navedenog modela i nelinearnog proračuna zahtijeva upotrebu kvalitetne mreže KE, te prikladno modeliranje krutih veza između grednih elemenata



Slika 6.15: Prikaz mreže konačnih elemenata za proračunsku konstrukciju

6.5. Rezultati proračuna postupnog naguravanja

a) Jednoliko opterećenje – smjer X

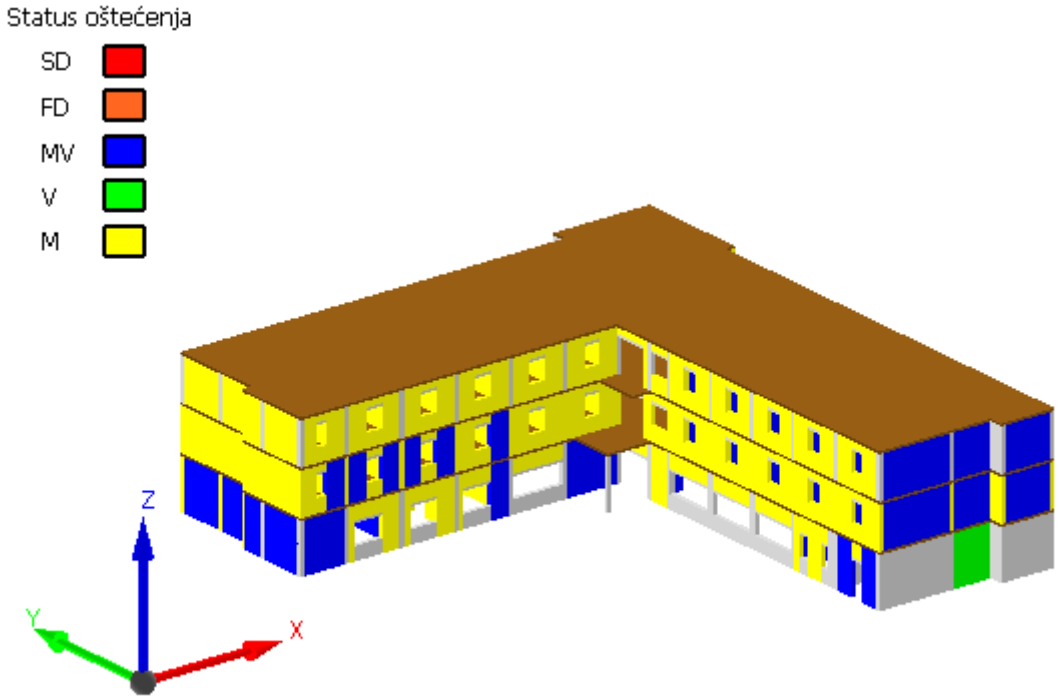


(2) X+, exc. pos, tri	
Ciljani pomak za GSU [mm]:	5,082
Kapacitet za GSU [mm]:	18,080
Granično stanje uporabljivosti	Ispravno
Ciljani pomak za GSN x 1,50	17,318
Kapacitet za GSN [mm]:	18,080
Granično stanje nosivosti:	Ispravno

Slika 6.16: Rezultati proračuna,jednoliko opterećenje,smjer X

Iz dobivenih rezultata se vidi da ciljani pomak za granično stanje uporabljivosti (GSU) iznosi 5,082 mm, dok kapacitet za GSU iznosi 18,080 mm što znači da proračunska konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabljivosti.

Ciljani pomak pomnožen s faktorom 1,50 za granično stanje nosivosti (GSN) iznosi 17,318 mm, dok kapacitet za GSN iznosi 18,080 mm što znači da proračunska konstrukcija zadovoljava i granično stanje nosivosti.



Slika 6.17: Oštećenje konstrukcije pri opterećenju od ukupne slomne poprečne sile u X smjeru

Status oštećenja

SD
FD
MV
V
M

SD – slom uslijed posmika

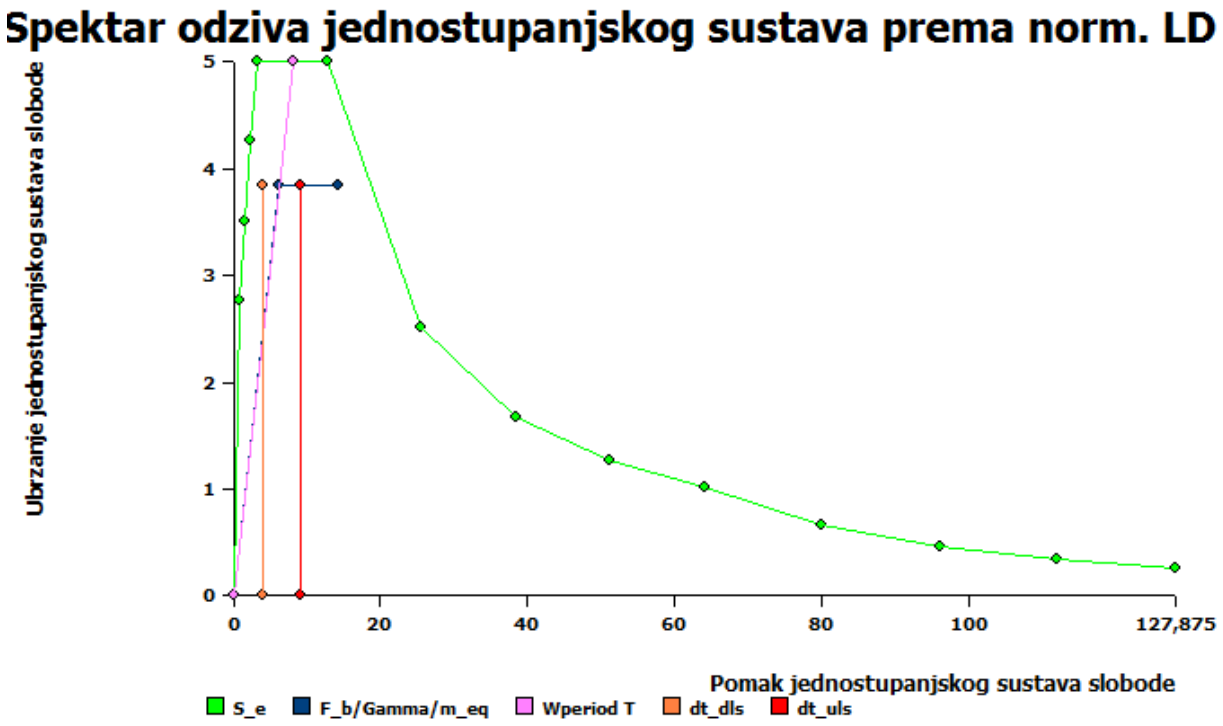
FD – slom savijanjem

MV – plastifikacija uslijed momenta i poprečne sile

V – dosegnuta nosivost na poprečnu silu

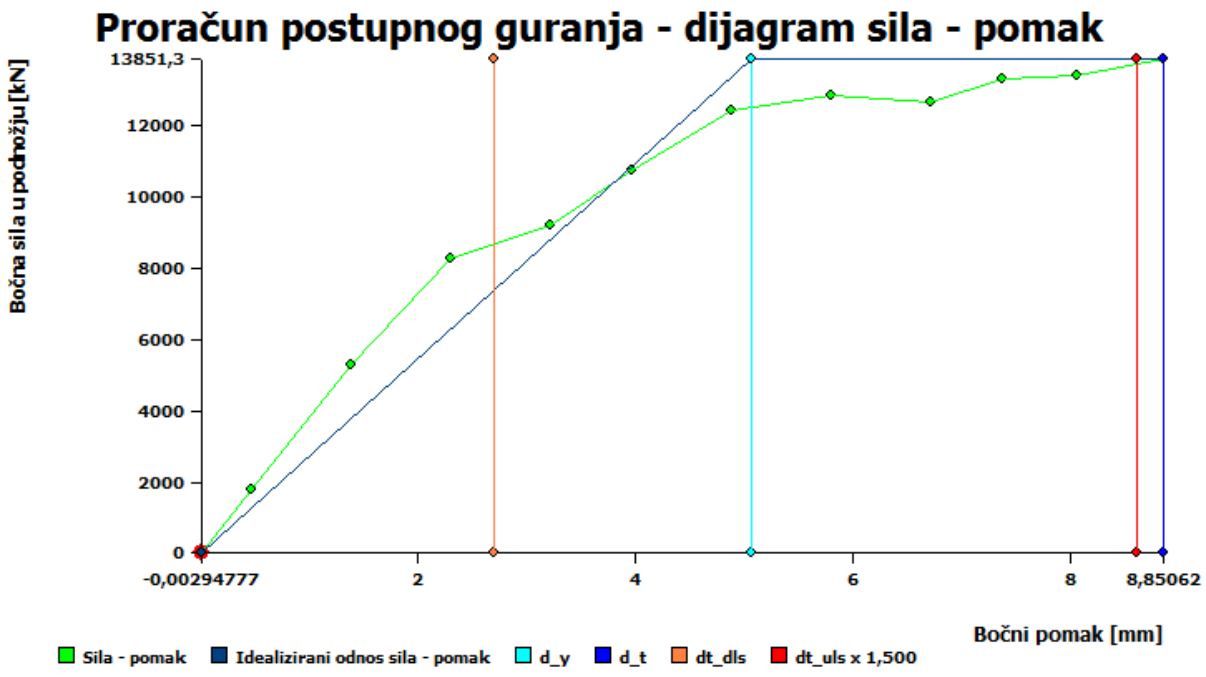
M – dosegnuta nosivost na moment savijanja

Na slici 6.17. prikazano je ponašanje sustava pri opterećenju od ukupne slomne poprečne sile u X smjeru. Na slici možemo primjetiti da je kod većine zidova dosegnuta posmična i savojna otpornost,u smjeru okomitom na djelovanja horizontalnog opterećenja te u smjeru djelovanja te dolazi do plastičnog ponašanja .Također primjećujemo da na nekim elementima dolazi do dostizanja posmične otpornosti i plastičnog ponašanja u posmiku.



Slika 6.18: Spektar odziva jednostupnjevnogsustava za X smjer

b) Jednoliko opterećenje – smjer y

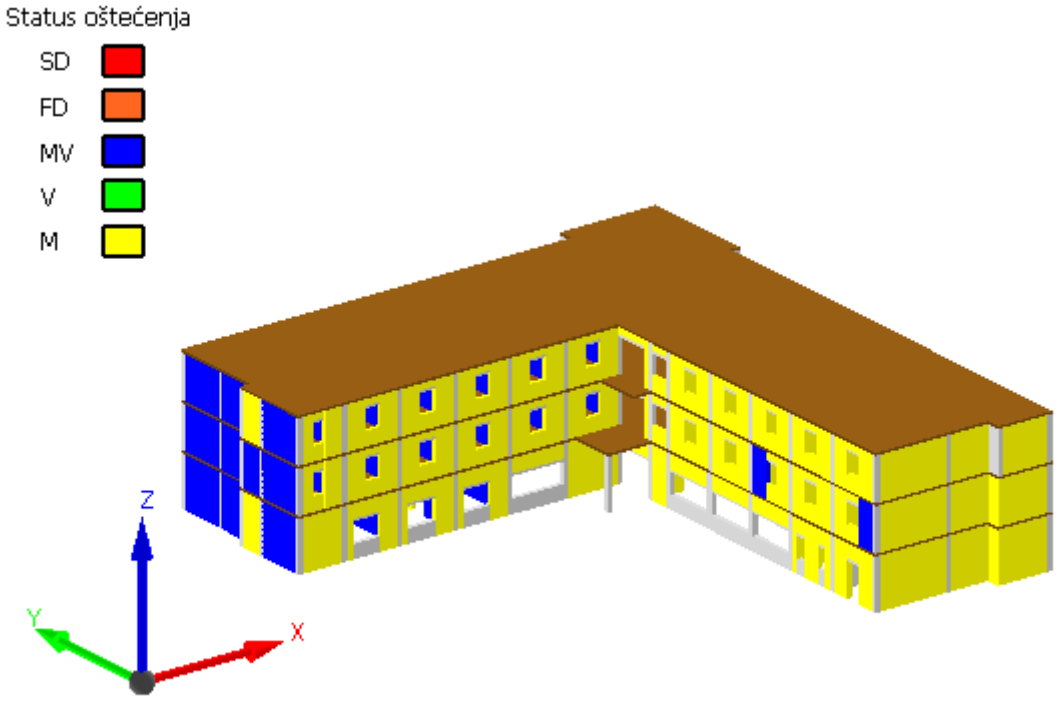


(10) Y+, exc. pos, tri	
Ciljani pomak za GSU [mm]:	2,690
Kapacitet za GSU [mm]:	8,851
Granično stanje uporabljivosti	Ispravno
Ciljani pomak za GSN x 1,50	8,613
Kapacitet za GSN [mm]:	8,851
Granično stanje nosivosti:	Ispravno

Slika 6.19: Rezultati proračuna,jednoliko opterećenje,smjer Y

Za smjer Y ciljani pomak za granično stanje uporabljivosti (GSU) iznosi 2,690 mm, dok kapacitet za GSU iznosi 8,851 mm što znači da proračunska konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabljivosti.

Ciljani pomak pomnožen s faktorom 1,50 za granično stanje nosivosti (GSN) iznosi 8,613 mm, dok kapacitet za GSN iznosi 8,851 mm što znači da proračunska konstrukcija zadovoljava i granično stanje nosivosti.



Slika 6.20: O Oštećenje konstrukcije pri opterećenju od ukupne slomne poprečne sile u Y smjeru

Status oštećenja

SD
FD
MV
V
M

SD – slom uslijed posmika

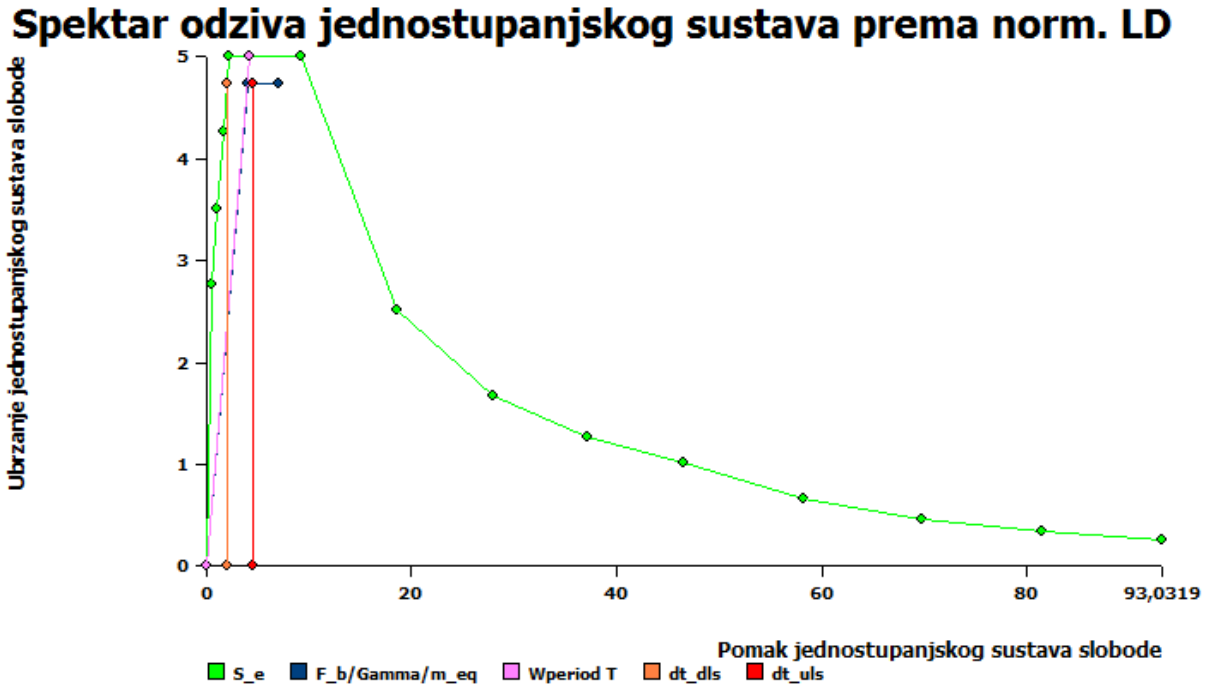
FD – slom savijanjem

MV – plastifikacija uslijed momenta i poprečne sile

V – dosegnuta nosivost na poprečnu silu

M – dosegnuta nosivost na moment savijanja

Na slici 6.20. prikazano je ponašanje sustava pri razini pri opterećenju od ukupne slomne poprečne sile u Y smjeru. Može se primjetiti da je dosegnuta i savojna i posmična otpornost u zidovima u smjeru horizontalnog djelovanja te dolazi do pojave plastičnog ponašanja. No, veliki broj zidova dosegao je svoju savojnu otpornost okomito na smjer djelovanja horizontalnog opterećenja.



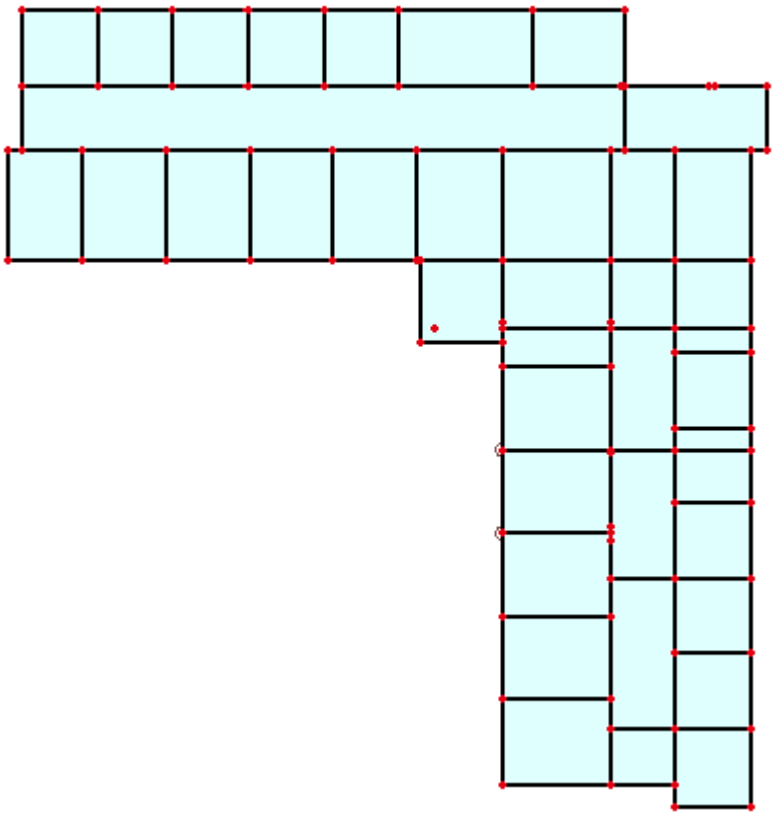
Slika 6.21: Spektar odziva jednostupnjevnog sustava za Y smjer

7. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA

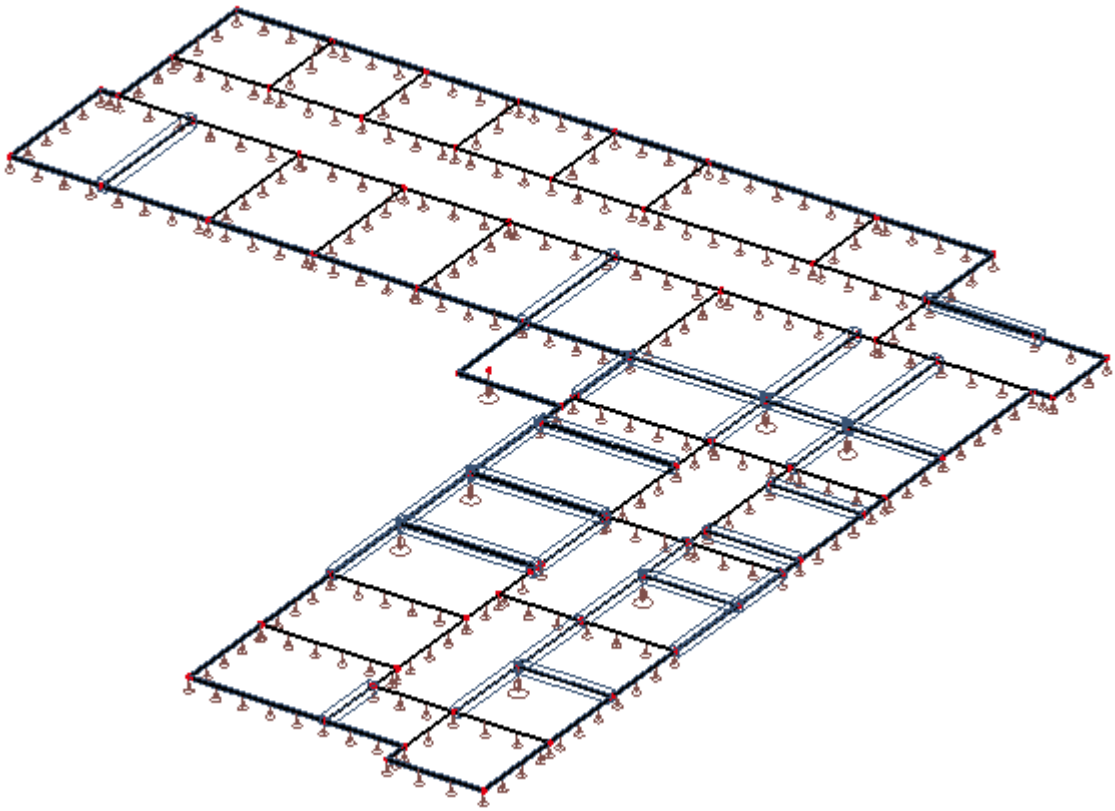
7.1. Ploče

Model ploče je napravljen u programskom paketu Scia Engineer 2014. Sve ploče napravljene su od betona klase C25/30 (Slika) te armirane čelikom za armiranje B500B .Ploče su debljine 16 cm, klase betona C25/30.

Tlocrt ploča prikazan je na *Slici 7.1.*, a shema ležajeva na *Slici 7.2.*



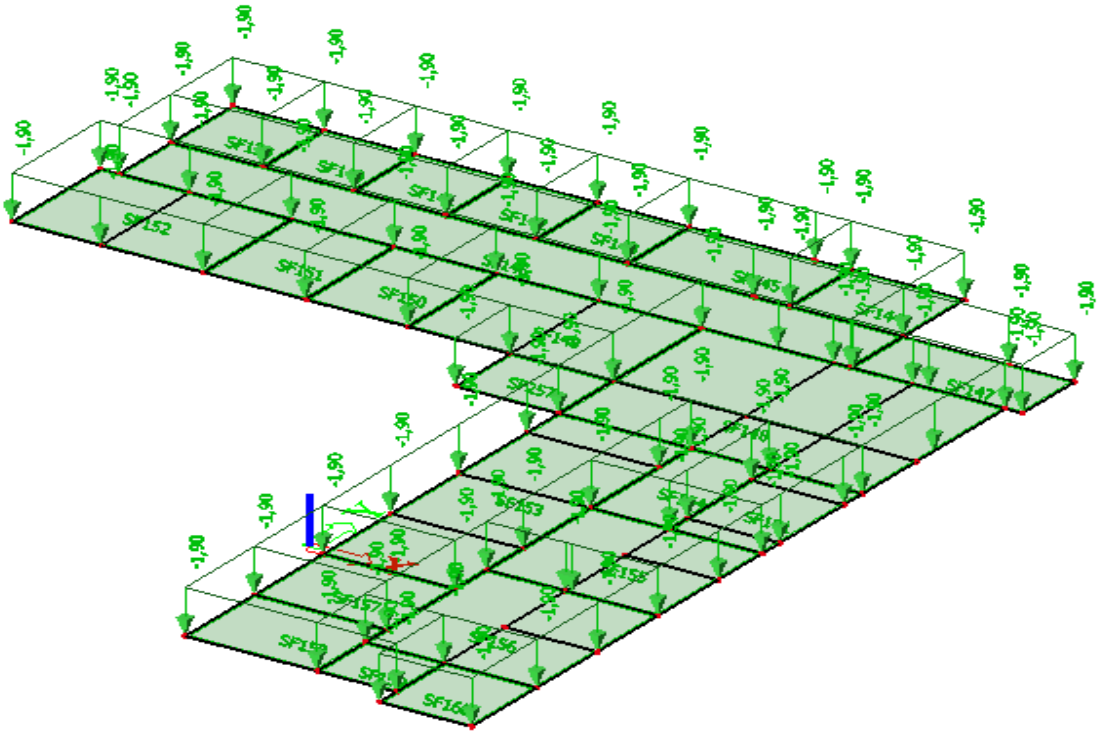
Slika 7.1: Tlocrt ploča



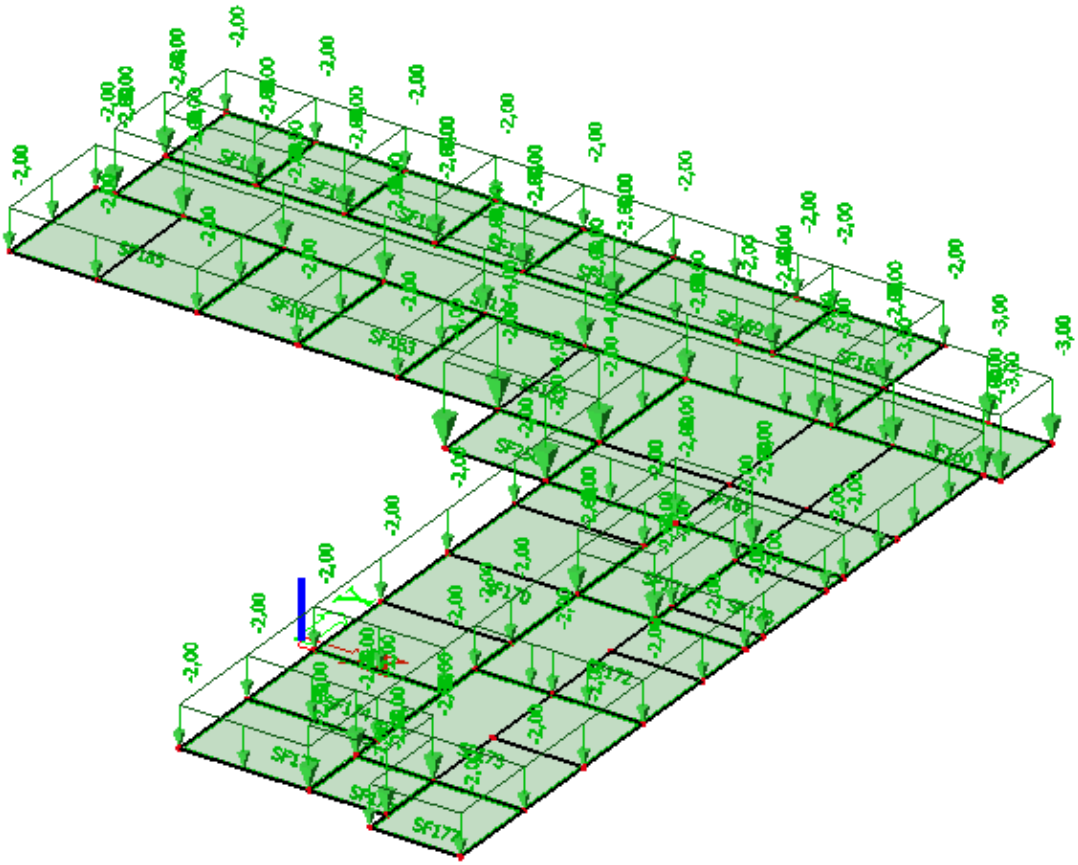
Slika 7.2: Shema ležajeva

7.1.2 Opterećenja

Opterećenje ploče dijeli se na stalno i promjenjivo. U stalno opterećenje spada vlastita težina Go i dodatno stalno opterećenje G1. Promjenjivo opterećenje Q1 predstavlja uporabno opterećenje i utjecaj pokretne opreme.Vlastita težina zadana je automatski.



Slika 7.3: Stalno opterećenje G [kN/m2]

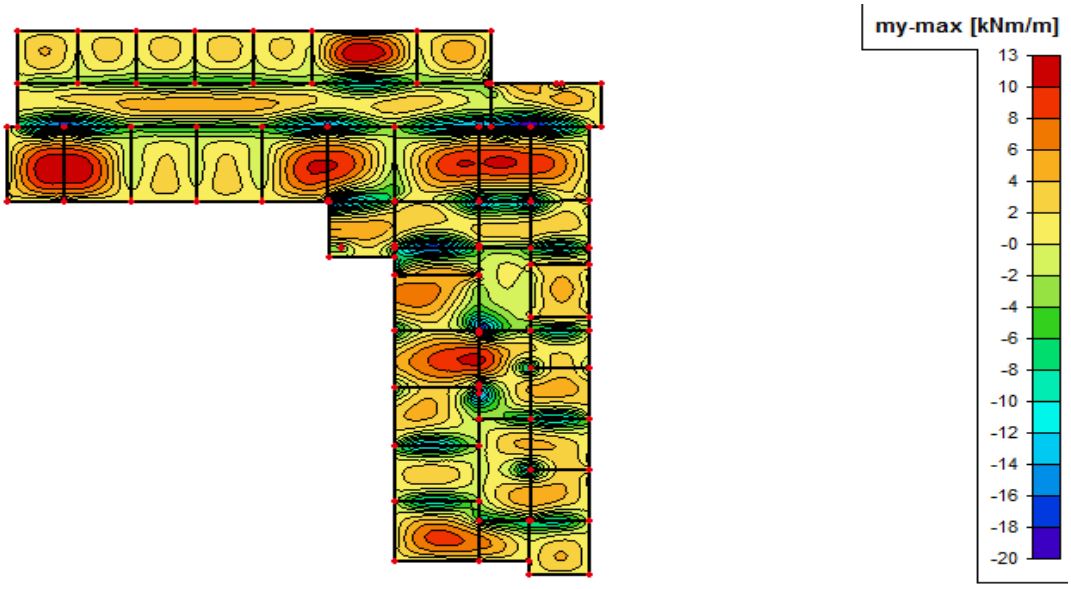


Slika 7.4: Promjenjivo opterećenje Q [kN/m2]

7.1.3 Prikaz rezultata

Na sljedećim crtežima prikazani su dobiveni momenti savijanja na pločama.

Slika 7.5: Prikaz momenata savijanja m_x(kNm/m) za uobičajenu kombinaciju (1,35G + 1,50Q)



Slika 7.6: Prikaz momenata savijanja m_y(kNm/m) za uobičajenu kombinaciju (1,35G + 1,50Q)

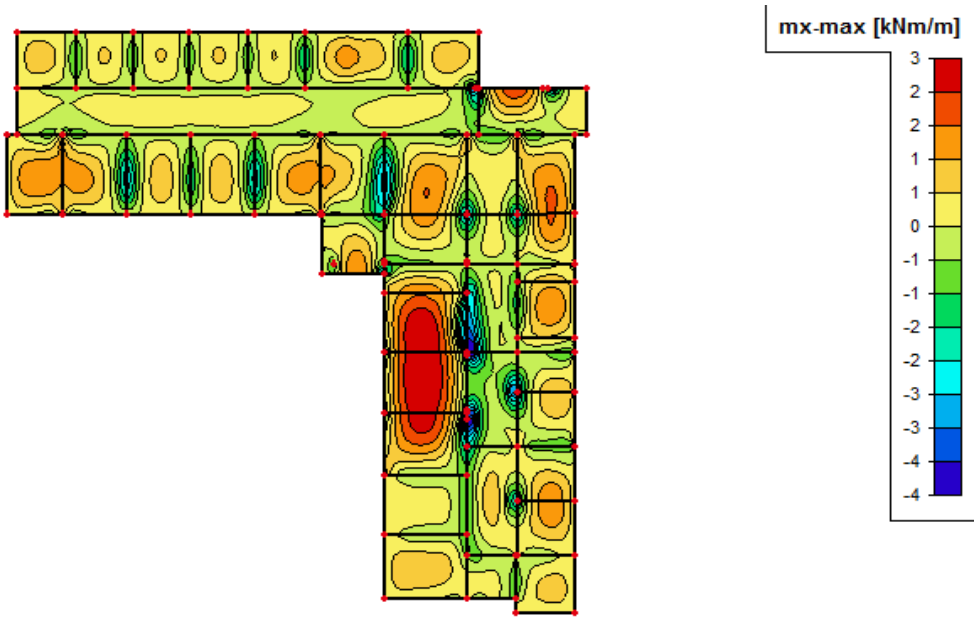
7.1.4 Prikaz potrebne armature

Potrebna armatura proračunata je prema izrazu:

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot 100}{d \cdot \rho \cdot f_{yd}} = \frac{M_{sd} \cdot 100}{13{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 43{,}5} = M_{sd} \cdot 0{,}189$$

- **Potrebna armatura u X smjeru;**

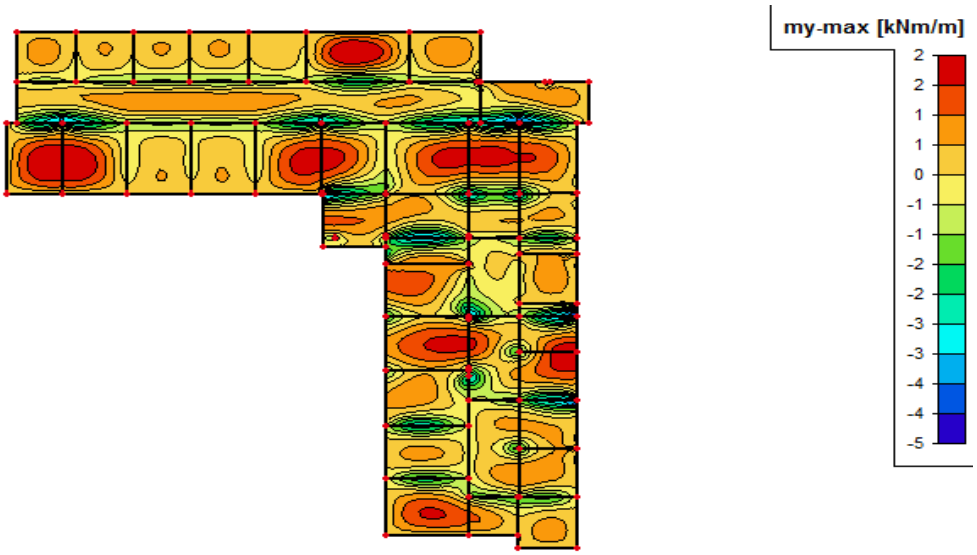
  Na Slici 7.7. prikazana je potrebna armatura u X smjeru.



Tablica 7.1: Potrebna armatura (cm^2/cm) u X smjeru

- **Potrebna armatura u Y smjeru;**

  Na Slici 7.8. prikazana je potrebna armatura u Y smjeru.



Slika 7.7: Potrebna armatura (cm^2/cm) u Y smjeru

Proračunata armatura odnosi se na egzaktne vrijednosti momenata savijanja u pločama za uobičajenu kombinaciju. Međutim, radi preraspodjele potrebno je izračunatu armaturu u polju povećati za 30%, odnosno smanjiti na ležaju za 15%.

Možemo očitati da je za armiranje donje zone ploče mjerodavan moment:

M=16 KNm/m

Moment M je uvećan za 30% radi preraspodjele opterećenja.

M=20,8 KNm/m

S uvećanom vrijednosti momenta vrši se odabir mreža:

$$M_{sd} = 20,8kNm$$

$$A_{s1} = \frac{M_{sd} \cdot 100}{\xi \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{20,8 \cdot 100}{0,9 \cdot 13,5 \cdot 43,5} = 3,94cm^2 \Rightarrow odabranoQ - 424$$

Možemo očitati da su za armiranje gornje zone ploče mjerodavni momenti :

M= -24 KNm/m

M=-20 KNm/m

Moment M je smanjen za 15% radi preraspodjele opterećenja.

M= 20,4 KNm/m

M= 20 KNm/m

$$A_{s1} = \frac{M_{sd} \cdot 100}{\xi \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{20,4 \cdot 100}{0,9 \cdot 13,5 \cdot 43,5} = 3,86cm^2 \Rightarrow odabranoR - 424$$

$$A_{s1} = \frac{M_{sd} \cdot 100}{\xi \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{20 \cdot 100}{0,9 \cdot 13,5 \cdot 43,5} = 3,78cm^2 \Rightarrow odabranoR - 424$$

Nakon odabranih mreža izvršeno je armiranje donje i gornje zone ploča (slika 7.8. i 7.9.)

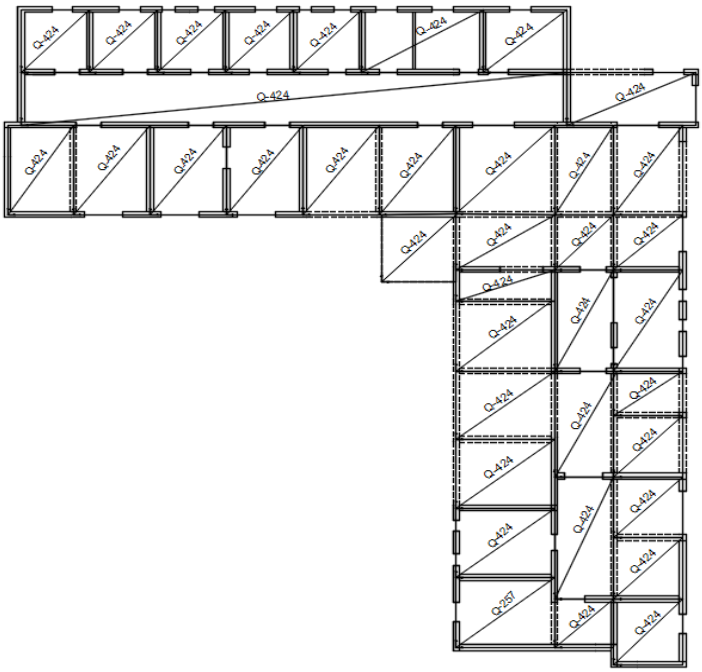
Q424-donja zona u poljima

Q335-gornja zona na ležajevima

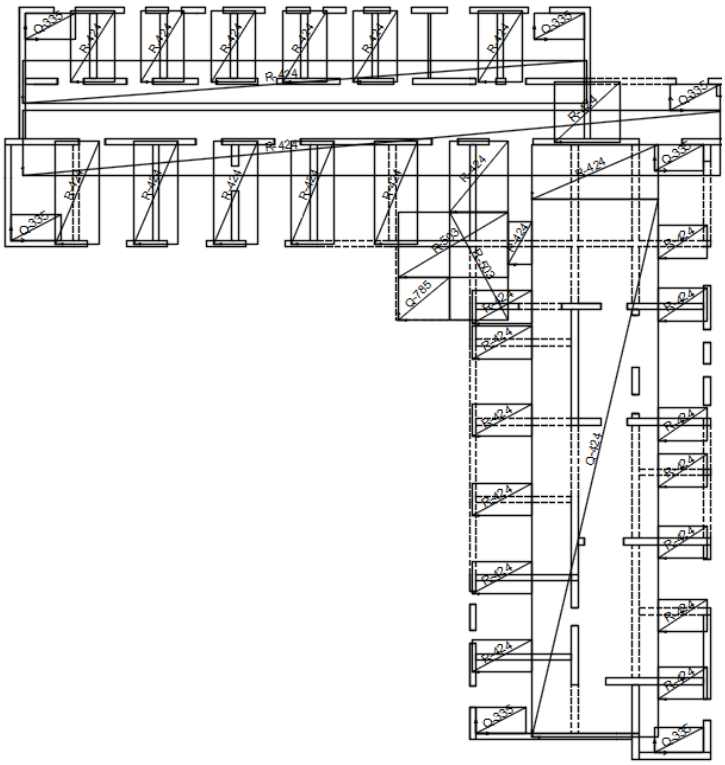
Q785-gornja zona na ležajevima

R424-gornja zona na ležajevima

R503-gornja zona na ležajevima



Slika 7.8: *Shema armature donje zone*



Slika 7.9: *Shema armature gornje zone*

7.1.5 Provjera naprezanja u betonu

- **Granični moment nosivosti Mrd,lim**

Ukoliko moment savijanja prekoračuje vrijednost graničnog momenta nosivosti M Rd,lim dolazi do drobljenja betona, te je potrebno dvostruko armiranje. U tom slučaju dolazi do preraspodjele te se mogu očekivati veći progibi. Granični moment nosivosti računa se prema sljedećem izrazu;

$$M_{Rd,lim} = 0{,}159 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0{,}159 \cdot 100 \cdot 13{,}5^2 \cdot 1{,}67 = 48{,}4 \text{ kNm}$$

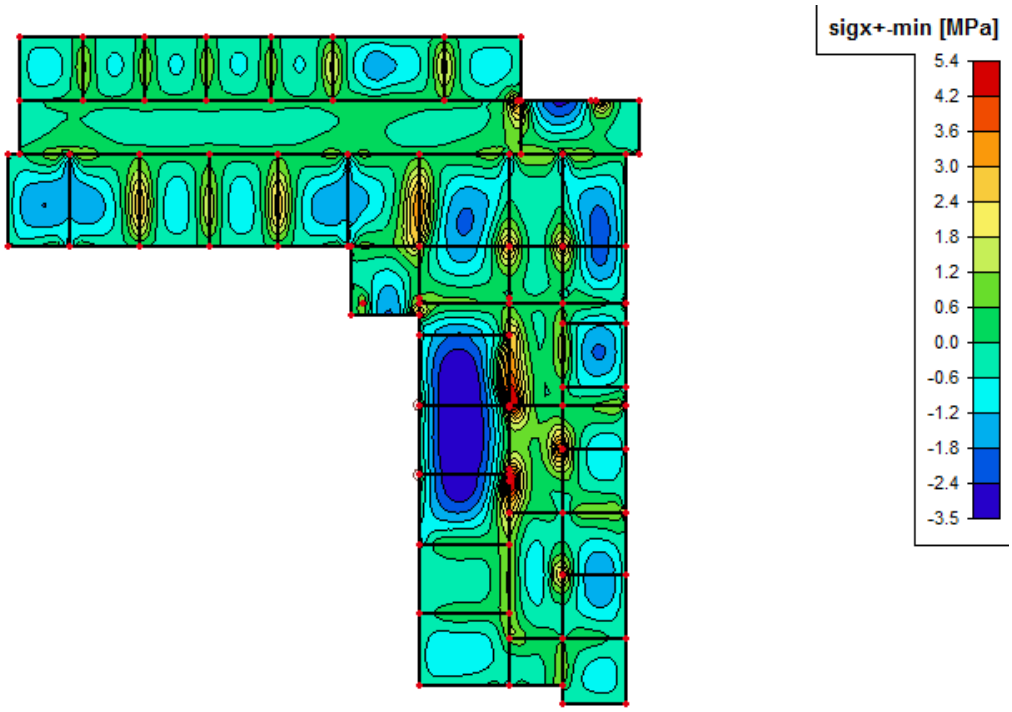
Maksimalni moment savijanja koji se javlja na ploči iznosi Mx =24 kNm što je manje od graničnog momenta nosivosti.

- **Naprezanja u betonu za nazovistalnu kombinaciju opterećenja**

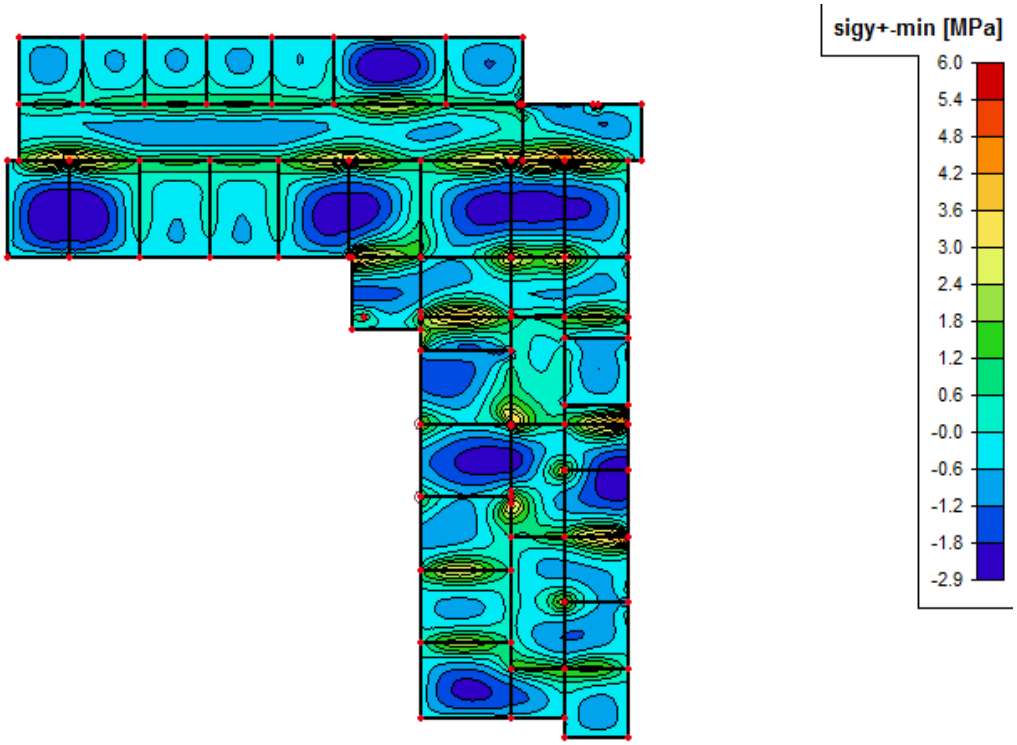
Tlačna naprezanja u betonu za nazovistalnu kombinaciju ne smiju prijeći:

$$\sigma c \leq 0{,}45 \cdot fck = 0{,}45 \cdot 25 = 11{,}25 \text{ MPa}$$

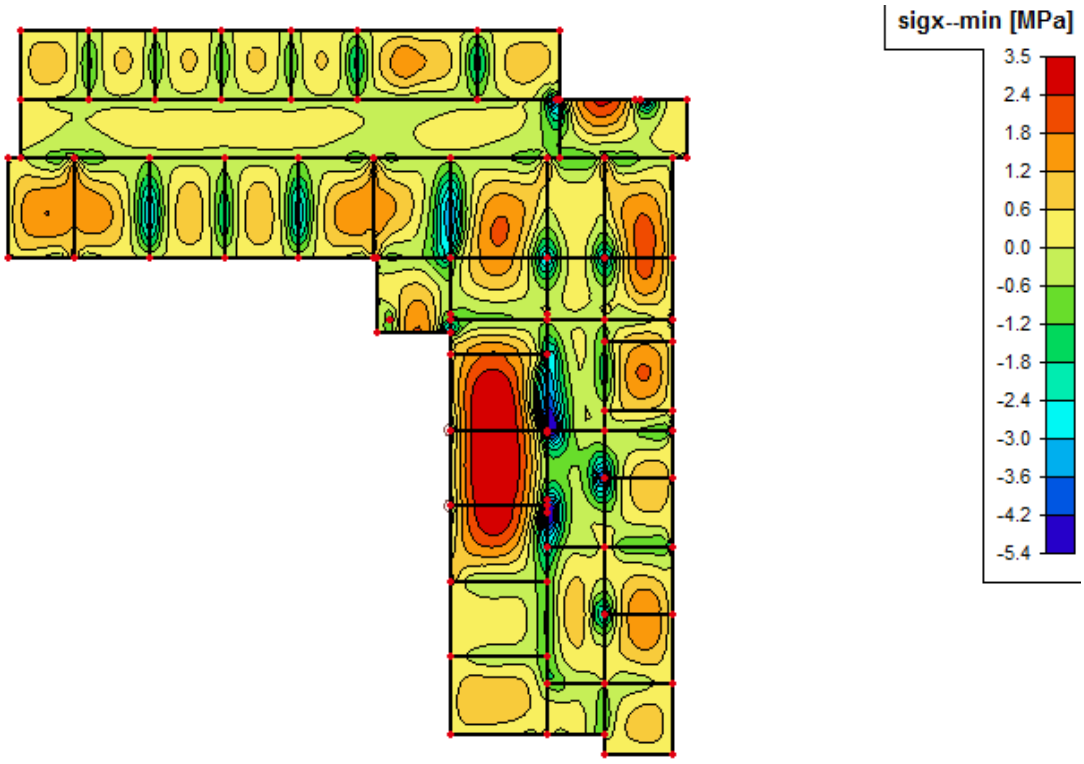
Na slijedećim slikama prikazana su naprezanja u betonu za osnovnu kombinaciju opterećenja.



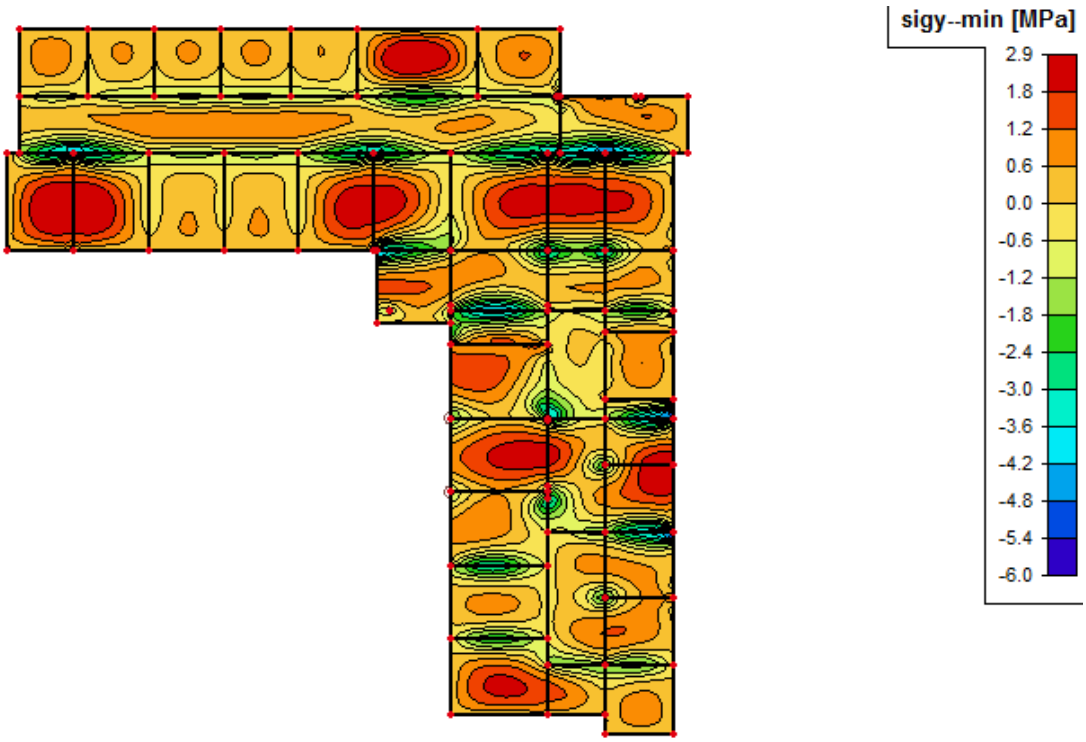
Slika 7.10: Tlačna naprezanja u betonu na gornjoj plohi plohi ploče $\sigma_{c,x,+}$ [MPa] u smjeru X za osnovnu kombinaciju (1,35G + 1,5Q)



Slika 7.11: Tlačna naprezanja u betonu na gornjoj plohi plohi ploče $\sigma_{cy,+}$ [MPa] u smjeru Y za osnovnu kombinaciju (1,35G + 1,5Q)



Slika 7.12: Tlačna naprezanja u betonu na donjoj plohi plohi ploče $\sigma_{cx,+}$ [MPa] u smjeru X za osnovnu kombinaciju (1,35G + 1,5Q)



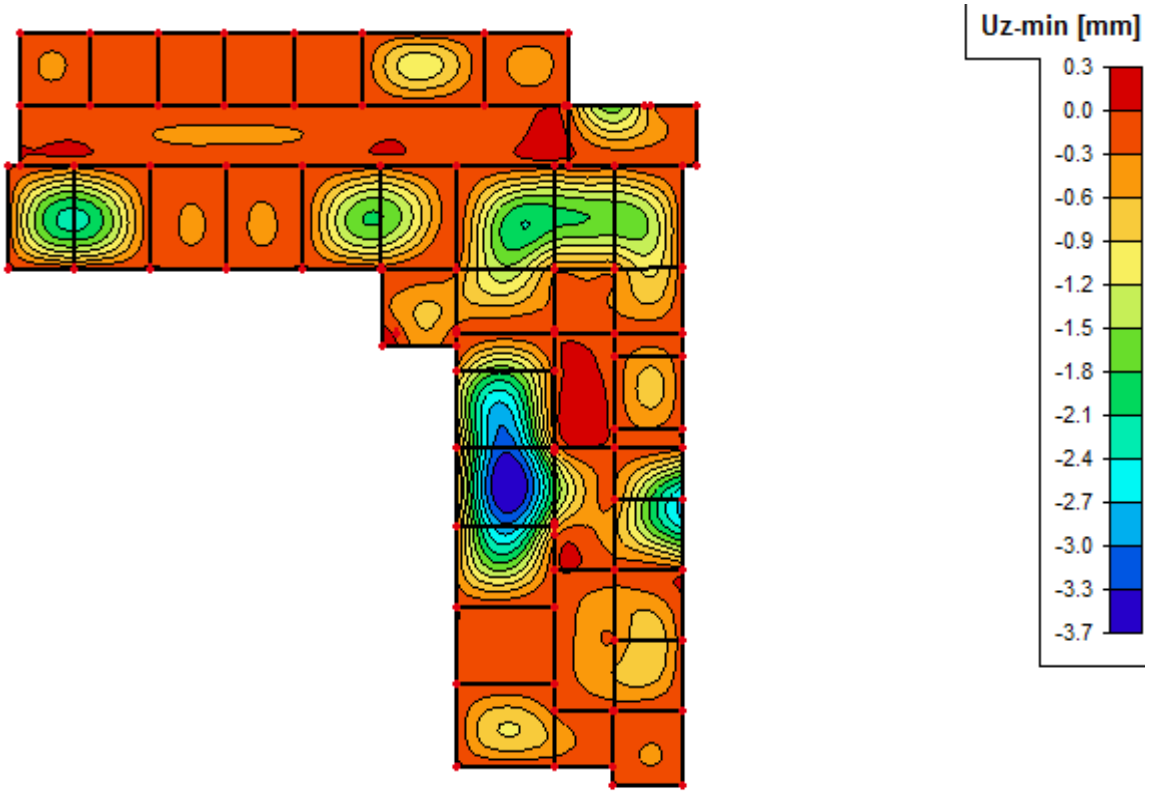
Slika 7.13: Tlačna naprezanja u betonu na donjoj plohi plohi ploče $\sigma_{cy,+}$ [MPa] u smjeru Y za osnovnu kombinaciju (1,35G + 0,6Q)

Maksimalno tlačno naprezanje u betonu iznosi:

$$\sigma_{c,max} = 6{,}0 \text{ MPa} < 11{,}25 \text{ Mpa}$$

7.1.6 Progibi ploče

- **Progibi za linearno stanje**



Slika 7.14: Prikaz progiba Uz [mm]

7.2. Grede

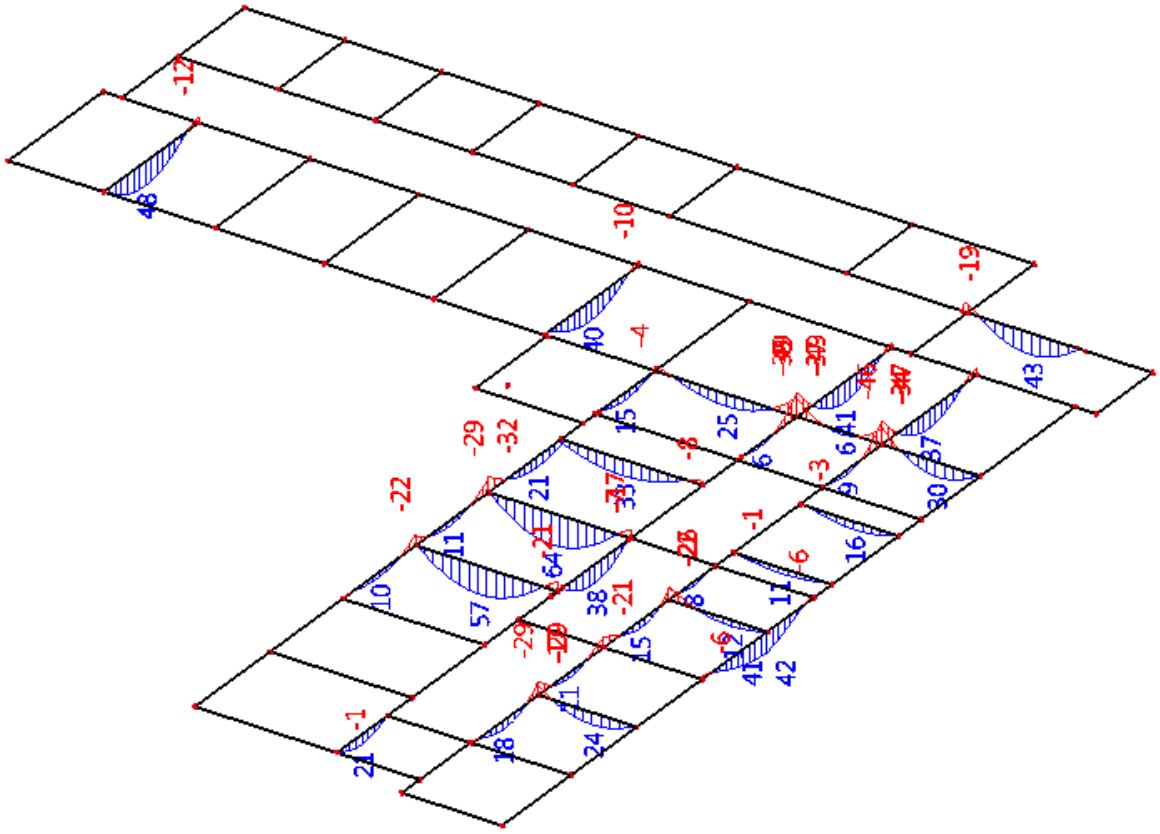
- Granični moment nosivosti Mrd,lim

Ukoliko moment savijanja prekoračuje vrijednost graničnog momenta nosivosti M Rd,lim dolazi do drobljenja betona, te je potrebno dvostruko armiranje. Granični moment nosivosti računa se prema sljedećem izrazu:

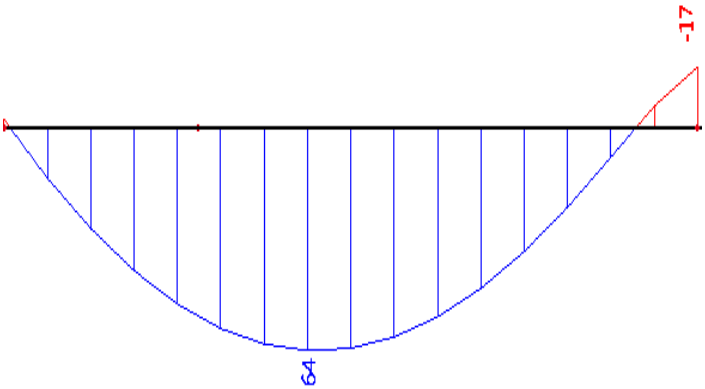
$$M_{Rd,lim} = 0{,}159 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0{,}159 \cdot 30 \cdot 35^2 \cdot 1{,}67 = 9758{,}23 \text{ KNm}$$

7.2.1 Proračun potrebne armature u gredama

Rezne sile



Slika 7.15: *Momenti savijanja MSd,y [kNm] na gredama za osnovnu kombinaciju GSN-1=1,35G +1,50Q1*



Slika 7.16: *Mjerodavni momenti savijanja MSd,y [kNm] na gredama za osnovnu kombinaciju GSN-1=1,35G +1,50Q1*

Mjerodavne rezne sile u gredama iznose:

M_{Sd} ,polje = 64 kNm

M_{Sd} ,ležaj = -17 kNm

$$\mu_{Sd} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2484}{20 \cdot 45^2 \cdot 2,0} = 0,030 \rightarrow 0,031$$

Očitano: $\boldsymbol{\varepsilon_{s1} = 10,0}$ ‰ $\boldsymbol{\varepsilon_{s2} = 1,0}$‰ $\boldsymbol{\xi = 0,091}$ $\boldsymbol{\zeta = 0,968}$

Potrebna površina armature: $A_{s1} = \frac{M_{Sd}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{2484}{0,968 \cdot 45 \cdot 43,5} = 1,31 cm^2$

Minimalna površina armature: $A_{s1,\min} = \frac{0,6}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,06}{43,48} \cdot 20 \cdot 45 = 1,24 cm^2$

Odabrana armatura: 2 *Φ* 12 (A_{s1}= 2,26 cm^2)

Beton: C 25/30; f_{ck}=25.0 MPa

$$f_{cyd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250}{1,5} = 16,67 MPa$$

Armatura: B 500B; f_{yk}=500.0 Mpa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 MPa$$

POLJE;

Utjecajna širina;

$$b_{eff} = b_0 + \frac{1}{10} \cdot L_0 \leq e \Rightarrow 30 + \frac{0,85 \cdot 460}{10} = 69,1$$

M_{Sd}= 64 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{6400}{69,1 \cdot 35^2 \cdot 1,67} = 0,045$$

Za ε_{s1}=10‰ očitamo: ε_{c2}=1,3‰ , ξ=0.115 i ζ=0.959

$$x = \zeta \cdot d = 0,115 \cdot 30 = 3,45 < d_{pl} = 16cm$$

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{6400}{0,959 \cdot 35 \cdot 43,48} = 4,39cm^2$$

Odabrana armatura: 4Φ12 (A_{s1}=4,52cm^2)

LEŽAJ;

M_{Sd}= 17 kNm

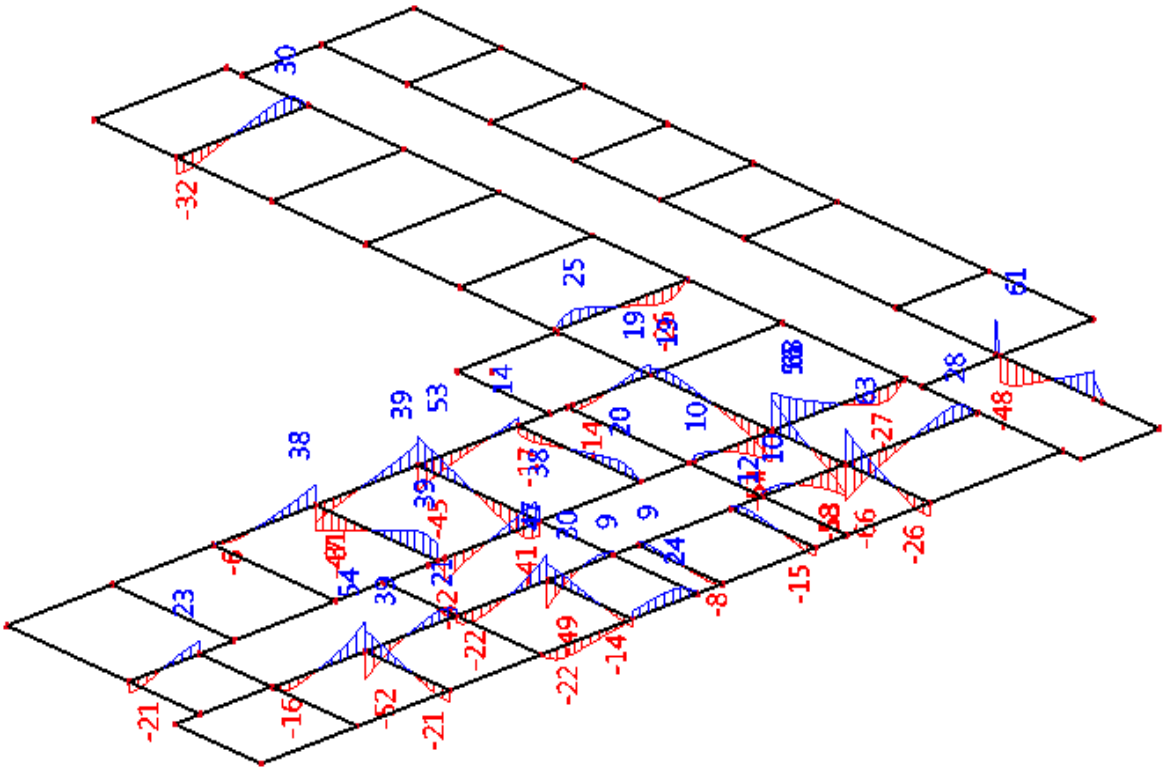
$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1700}{30 \cdot 35^2 \cdot 1,67} = 0,03$$

Za ε_{s1}=10‰ očitamo: ε_{c2}=1‰ , ξ=0.091 i ζ=0.968

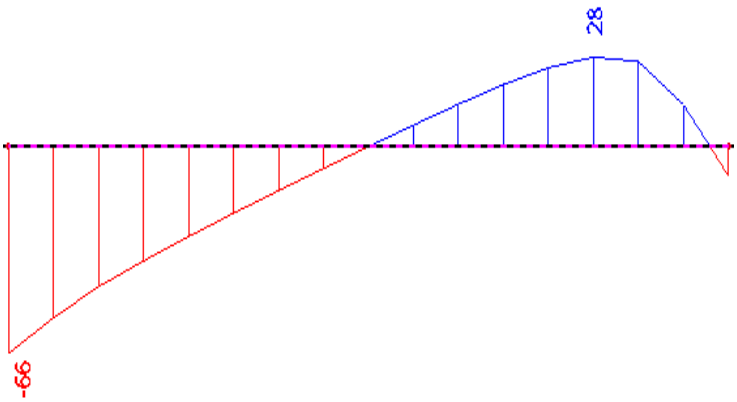
$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1700}{0,968 \cdot 35 \cdot 43,48} = 1,154cm^2$$

Odabrana armatura: 2Φ12 (A_s=2,26m^2)

PRORAČUN NA POPREČNU SILU;



Slika 7.17: *Poprečne sile VSd,z [kN] na gredama za osnovnu kombinaciju GSN-1=1,35G +1,50Q1*



Slika 7.18: *Mjerodavna poprečna sila VSd,z [kN] na gredama za osnovnu kombinaciju GSN-1=1,35G +1,50Q1*

$$V_{Ed} = 66(kNm)$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1.71 < 2.0 \quad \Rightarrow \quad k = 1.71$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.0$$

$$C_{Rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

$$\sum A_s \approx 4,52 + 2,26 = 6,78cm^2 \qquad \rho_l = \frac{\sum A_s}{A_c} = \frac{6,78}{1000} = 0.006$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.71 \cdot \left(100 \cdot 0.006 \cdot 25\right)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.0 \right] \cdot 300 \cdot 400 = 60728,01N = 60,73kN$$

$$V_{Rd,c} > \left[\upsilon_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\upsilon_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck} = 0,035 \cdot 1,71^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,39$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0,0$$

$$V_{Rd,c} > 0,39 \cdot 300 \cdot 400 = 46,96kN$$

Zadovoljeno!

$$V_{Ed,\max} = V_{Ed} = 66kN$$

$$V_{Rd,\max} = 0,5 \cdot \upsilon \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$\upsilon = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0,5$$

$$V_{Rd.,\max} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 300 \cdot 400 \cdot 16,67 = 500kN > V_{Ed,\max} = V_{Ed}$$

$$V_{Ed.,\max} / V_{Rd,\max} = \frac{66}{500} = 0,13 \Rightarrow V_{Ed} = 0,13 V_{Rd,\max}$$

$$s_{\max} = \min\left\{0,8 \cdot d; 30,0cm\right\} = \min\left\{0,8 \cdot 40 = 32cm; 30cm\right\} \Rightarrow s_{\max} = 30cm$$

$$\rho_{\min} = 0,0011$$

Potrebna računska poprečna armatura!

$$A_{sw,\min} = \frac{\rho_{\min} \cdot s_w \cdot b_w}{m} = \frac{0,0011 \cdot 30 \cdot 40}{2} = 0,66cm^2$$

Odabrane minimalne spone Φ10 (0,79 cm^2)

Odabrane spone ∅10/30, B500B

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot m \cdot ctg\theta$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,79}{30} \cdot \left(0,9 \cdot 40\right) \cdot 43,48 \cdot 2 \cdot 1 = 82,43kN$$

$$V_{Ed} > V_{Rd}$$

Na mjestu maksimalne poprečne sile:

$$s_w \leq \frac{m \cdot f_{ywd} \cdot z}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 0,79 \cdot 43,48 \cdot (0,9 \cdot 40)}{66} = 37,47cm$$

Odabrane spone Φ10/20 (Asw=0.79 cm^2)

7.3. Stupovi

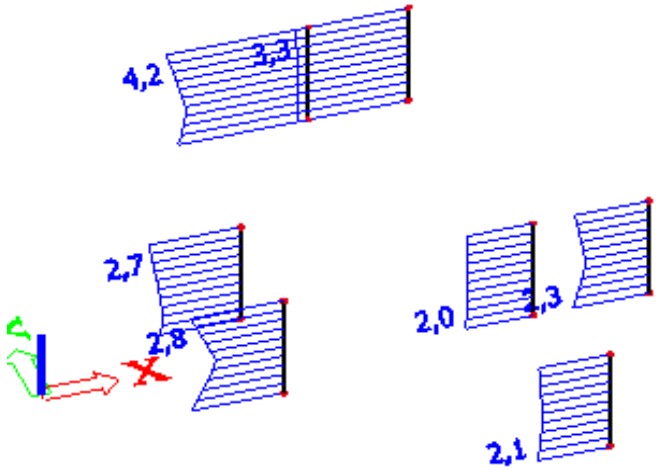
7.3.1 Provjera naprezanja u betonu za kombinaciju GSU-2; 1,0G+0,5Q

Srednja tlačna naprezanja u betonu za kombinaciju GSU-2: 1,0G + 0,5Q ne smiju prijeći:

$\sigma_c \leq 0{,}45 \cdot f_{ck} = 0{,}45 \cdot 25 = 11{,}25$ MPa

Na *Slici 7.12.* su prikazana rubna naprezanja u stupovima za kombinaciju GSU-2: 1,0G + 0,5Q, gdje vidimo da maksimalno naprezanje iznosi:

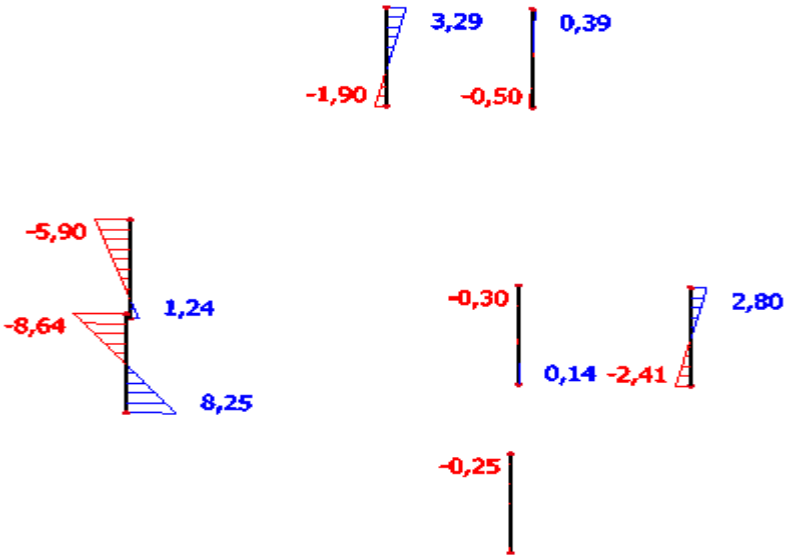
σc,max = 4,2MPa < 11,25 MPa



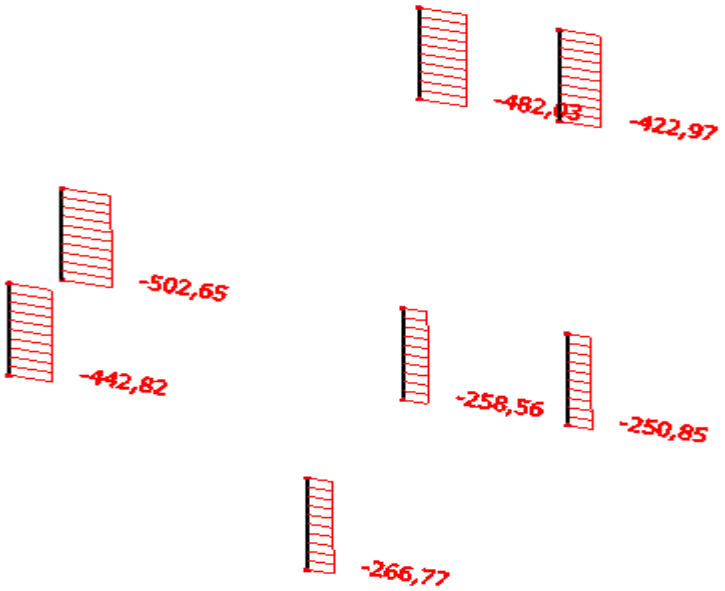
Slika 7.19: *Naprezanja u stupovima $\sigma_{c,max}$ [MPa]za kombinaciju GSU-2: 1,0G + 0,5Q1*

7.3.2 Provjera naprezanja u betonu

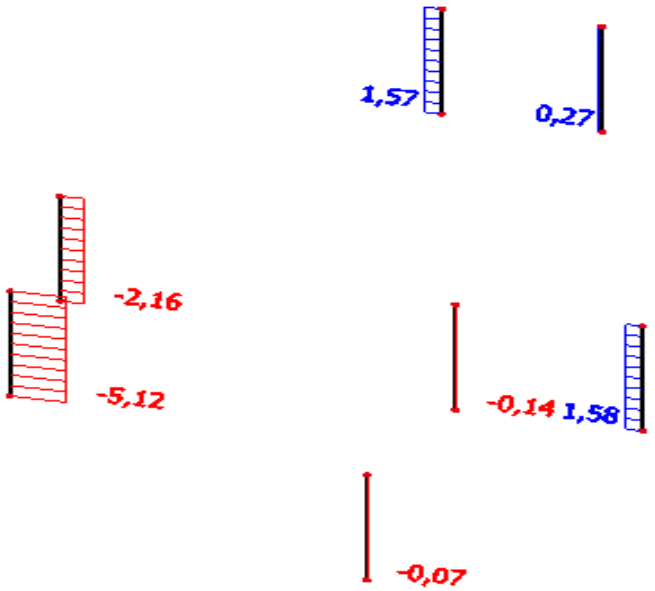
Rezne sile u stupovima za osnovnu i potresnu kombinaciju prikazane su na sljedećim slikama;



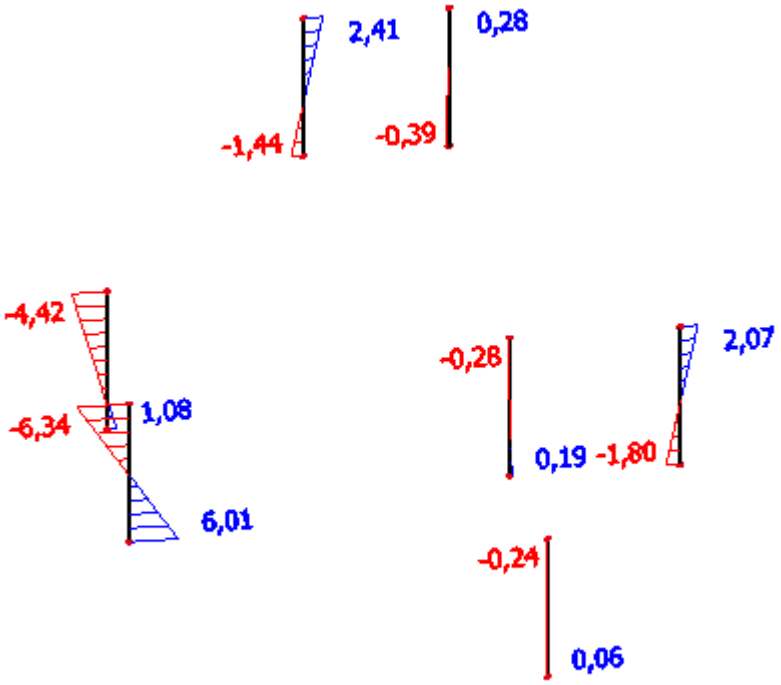
Slika 7.20: *Momenti savijanja MSd,y [kNm] na stupovima za osnovnu kombinaciju GSN-1,5 G+1,5Q*



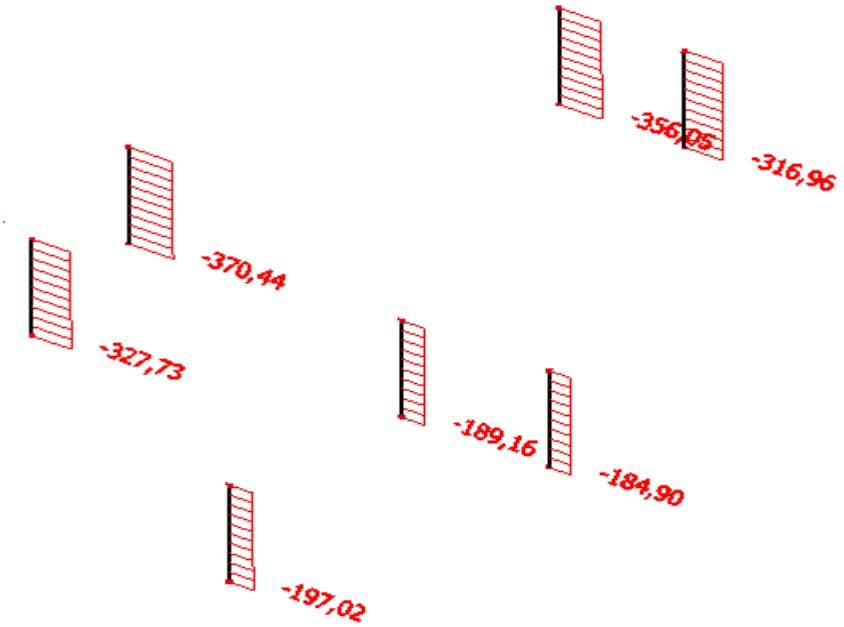
Slika 7.21: *Uzdužne sile NSd [kN]na stupovima za osnovnu kombinaciju GSN-1,35G+1,5Q*



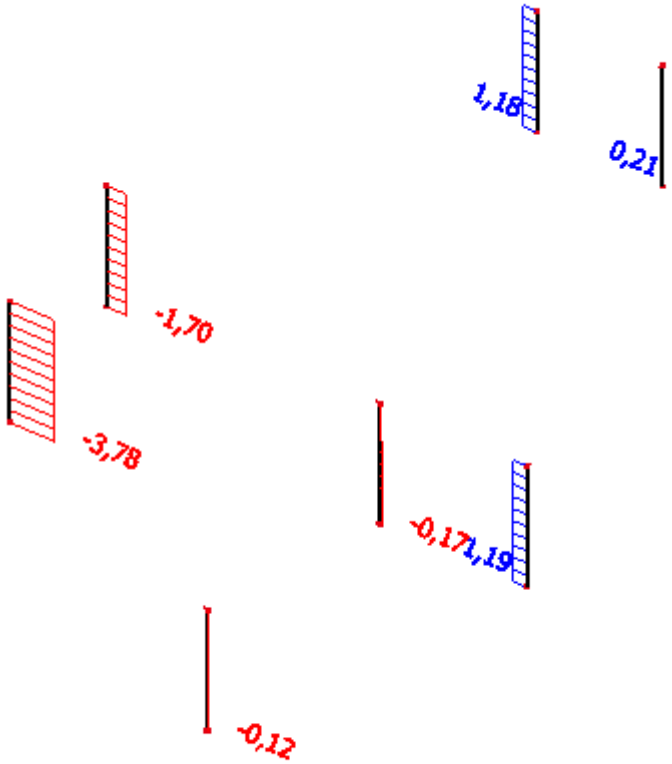
Slika 7.22: *Poprečne sile VSd,z[kN]na stupovima za osnovnu kombinaciju GSN-1,35G+1,5Q*



Slika 7.23: *Momenti savijanja MSd,y [kNm] na stupovima za potresnu kombinaciju GSN-1,0 G+1,0Q+1,0Sx+0,3Sy*



Slika 7.24: *Uzdužne sile NSd [kN]na stupovima za potresnu kombinaciju GSN-1,35G+1,5Q*



Slika 7.25: *Poprečne sile VSd,z[kN]na stupovima za potresnu kombinaciju GSN-1,35G+1,5Q*

Mjerodavne rezne sile u stupovima iznose (maksimalni moment i pripadajuća uzdužna i poprečna sila);

$$M_{sd} = 8,64kNm$$

$$N_{sd} = 442,82kN$$

$$V_{sd} = 5,12kN$$

Proračun na savijanje napravljen je pomoću dijagrama interakcije;

$$\alpha = \frac{A_{s2}}{A_{s1}} = 1,0$$

$$\beta = \frac{d_1}{h} = \frac{d_2}{h} = \frac{5}{50} = 0,1$$

$$M_{sd,s} = \psi \cdot M_{sd}$$
$$C_m = 1,0$$
$$\gamma = 1,5$$
$$E = 30500MPa$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,5^3}{12} = 0,003125$$

$$l_i = 1,0 \cdot h_{stup} = 1,0 \cdot 3,4 = 3,4$$

$$N_e = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{l_i^2} = \pi^2 \cdot \frac{30500000 \cdot 0,003125}{3,4^2} = 81375,14kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N_{sd}}{N_e}} = \frac{1}{1 - \frac{1,5 \cdot 442,82}{81375,14}} = 1,01$$

$$M_{sd,s} = \psi \cdot M_{sd} = 1,01 \cdot 8,64 = 8,73kNm$$

$$\nu_{sd} = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{-442,82 \cdot 100}{30 \cdot 50^2 \cdot 1,67} = -0,35$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{8,73 \cdot 100}{30 \cdot 50^2 \cdot 1,67} = 0,007$$

Iz dijagrama interakcije iščitano je ω=0,05, pa je potrebna armatura;

$$A_{s1} = A_{s2} = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,05 \cdot 30 \cdot 50 \cdot \frac{1,67}{43,48} = 2,88 cm^2$$

Odabrano je 4∅12 ($A_s = 4,52\ cm^2$)

Odabrano je 4∅12 na svakoj strani stupa,odnosno 8∅12 ($A_s = 9{,}04\ cm^2$)

Proračun na poprečnu silu ;

$$V_{sd} = 5,12 kN$$

$$N_{sd} = 442,82 kN$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{500}} = 1.63 < 2.0 \quad \Rightarrow \quad k = 1.63$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \frac{442,82}{30 \cdot 50} = 0,295$$

$$C_{Rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

$$\rho_l = \frac{\sum A_s}{A_c} = \frac{4,52 + 4,52}{30 \cdot 50} = 0,00603$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.63 \cdot \left(100 \cdot 0.00603 \cdot 25\right)^{1/3} + 0.15 \cdot 0,295 \right] \cdot 300 \cdot 500 = 79116,56 N = 79,12 kN > V_{sd,\max}$$

Računska armatura za prihvaćanje poprečnih sila nije potrebna jer je $V_{Rd,c} > V_{sd,max}$ ali je ipak potrebno postaviti minimalnu(konstruktivnu) armaturu:

$$V_{Rd,2} = 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\nu = 0,6\left[1,0 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6\left[1 - \frac{25}{250}\right] = 0,54$$

$$V_{Rd,2} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 300 \cdot 500 \cdot 16,67 = 675135N = 675,13kN > V_{sd,\max}$$

$$V_{sd,\max} < 0,3V_{Rd,2} = 202,54$$

$$s_{w,\max} = \min\left\{0,75 \cdot d; 30,0cm\right\} = \min\left\{0,75 \cdot 46 = 34,5; 30,0\right\} \Rightarrow s_{w,\max} = 30cm$$

$$\rho_{\min} = 0,0011$$

Odabrani $s_w = 30cm$

$$A_{sw} = \frac{\rho_{\min} \cdot s_w \cdot b_{\min}}{m} = \frac{0,0011 \cdot 30 \cdot 30}{2} = 0,5cm^2$$

Odabrane spone; ∅10/30 (cm), (A_{sw}= 0,79 cm^2**).**

7.4. Temelji

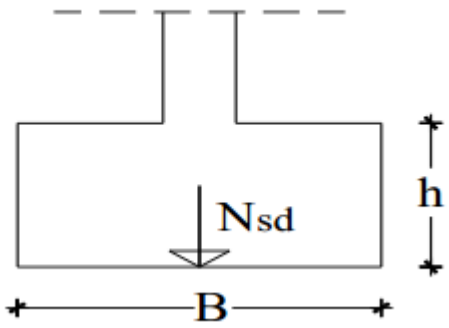
Proračun temelja je izvršen pojednostavljenim postupkom, gdje će se odrediti širina temeljnih traka s obzirom na uzdužnu silu na dodiru temelj-tlo i dopuštenog naprezanja u tlu.

$$B = N_{sd}/(\sigma_{Rd} \cdot L)$$

gdje je:

- B - širina temelja
- L - duljina temelja
- N_{sd} - uzdužna sila na dodiru temelj-tlo (dobivena od vlastite težine zida, vlastite težine temelja, stalnog opterećenja,promjenjivog opterećenja.

Nsd se uzima kao faktorirana vrijednost: $N_{sd}=1{,}35 \cdot N_g+1{,}5 \cdot N_q$



Slika 7.26: Presjek temelja

- σ_{Rd} – računska nosivost tla, σ_{Rd} = 0,44 Mpa.

Proračun temelja prikazat će se u tablici 7.2. i 7.3.

Tablica 7.2: Prikaz proračuna širina temeljnih traka

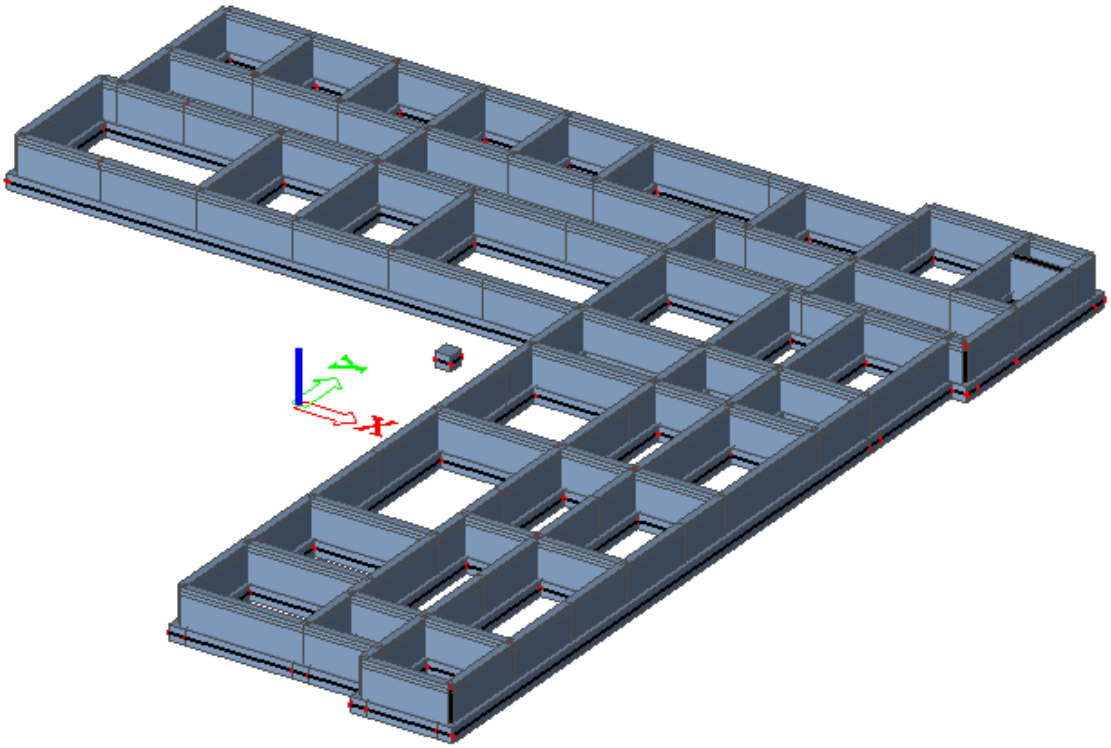
Temeljna traka	Duljina temelja L_t (m)	Vlastita težina temelja G_t (kN)	Vlastita težina nadtemeljno	Vertikalno djelovanje N_G (kN)	Vertikalno djelovanje N_Q (kN)	Računsko vertikalno djelov. N_{sd}(kN)	Minimalna širina temelja B_{min}(m)
T-A/16-20	6,13	55,17	50,28	189,00	8,00	409,51	0,15
TB/2-16	25,90	233,10	220,80	1237,00	143,00	2497,22	0,22
T-C/2-16	25,90	233,10	220,80	1297,00	167,00	2614,22	0,23
T-D/1-20	33,25	299,25	284,19	2447,00	392,00	4679,10	0,32
T-E/1-19	32,65	293,85	279,02	1052,00	142,00	2406,57	0,17
T-F/13-19	11,35	102,15	95,31	1086,00	203,00	2037,17	0,41
T-H/13-19	11,35	102,15	95,31	486,00	75,00	1035,17	0,21
T-K/15-19	6,08	54,72	49,85	596,00	110,00	1110,77	0,42
T-L/13-15	5,28	47,52	42,95	417,00	59,00	773,59	0,33
T-N/13-15	5,28	47,52	42,95	358,00	44,00	671,44	0,29
T-O/15-19	6,08	54,72	49,85	533,00	75,00	973,22	0,36
T-P/13-17	7,48	67,32	61,93	436,00	35,00	815,58	0,25
T-R/17-19	3,88	34,92	30,88	185,00	14,00	359,58	0,21
T-1/D-E	5,28	47,52	42,95	297,00	29,00	566,59	0,24
T-2/B-D	6,07	54,63	49,77	314,00	19,00	593,33	0,22
T-4/B-C	3,88	34,92	30,88	191,00	21,00	378,18	0,22
T-6/B-C	3,88	34,92	30,88	191,00	21,00	378,18	0,22
T-7/B-D	6,07	54,63	49,77	191,00	21,00	430,28	0,16
T-9/B-C	3,88	34,92	30,88	191,00	21,00	378,18	0,22
T-11/B-C	3,88	34,92	30,88	202,00	24,00	397,53	0,23
T-14/B-C	3,88	34,92	30,88	208,00	26,00	408,63	0,24
T-16/A-D	7,19	64,71	59,43	299,00	25,00	608,73	0,19
T-20/C-D	2,97	26,73	23,03	57,00	6,00	153,12	0,12
T-5/D-E	5,28	47,52	42,95	359,00	53,00	686,29	0,30
T-8/D-E	5,28	47,52	42,95	302,00	48,00	601,84	0,26
T-10/D-E	5,28	47,52	42,95	351,00	51,00	672,49	0,29
T-13/D-P	28,02	252,18	239,09	1183,00	205,00	2567,76	0,21
T-15/D-P	28,02	252,18	239,09	1120,00	162,00	2418,21	0,20
T-17/D-R	28,92	260,28	246,85	464,00	79,00	1429,52	0,11
T-19/D-R	28,92	260,28	246,85	1427,00	235,00	2963,57	0,23
Samac za stup 1	1,20	18,00	7,76	48,00	9,00	113,08	0,21
Samac za stup 2	1,20	18,00	7,76	48,00	9,00	113,08	0,21
Samac za stup 3	1,20	18,00	7,76	36,00	4,00	89,38	0,17
Samac za stup 4	1,20	18,00	7,76	143,00	32,00	275,83	0,52
Samac za stup 5	1,00	15,00	6,04	131,00	32,00	253,25	0,58
Samac za stup 6	1,00	15,00	6,04	28,00	5,00	73,70	0,17
Samac za stup 7	1,00	15,00	6,04	31,00	5,00	77,75	0,18
	Suma:	3332,79	3053,34				

Tablica 7.3: Prikaz proračuna naprezanja ispod temeljnih traka

Temeljna traka	Širina temelja B_t (m)	Duljina temelja L_t (m)	Vlastita težina temelja G_t	Vlastita težina nadtemeljnog	Vertikalno djelovanje N_G (kN)	Vertikalno djelovanje N_Q (kN)	Računsko vertikalno djelov.	Naprezanje ispod trake σ_{sd}(kPa)	σ_{sd}/σ_{Rd} [%]
T-A/16-20	0,60	6,13	55,17	50,28	189,00	8,00	409,51	111,34	0,25
TB/2-16	0,60	25,90	233,10	220,80	1237,00	143,00	2497,22	160,70	0,37
T-C/2-16	0,60	25,90	233,10	220,80	1297,00	167,00	2614,22	168,22	0,38
T-D/1-20	0,60	33,25	299,25	284,19	2447,00	392,00	4679,10	234,54	0,53
T-E/1-19	0,60	32,65	293,85	279,02	1052,00	142,00	2406,57	122,85	0,28
T-F/13-19	0,60	11,35	102,15	95,31	1086,00	203,00	2037,17	299,14	0,68
T-H/13-19	0,60	11,35	102,15	95,31	486,00	75,00	1035,17	152,01	0,35
T-K/15-19	0,60	6,08	54,72	49,85	596,00	110,00	1110,77	304,49	0,69
T-L/13-15	0,60	5,28	47,52	42,95	417,00	59,00	773,59	244,19	0,55
T-N/13-15	0,60	5,28	47,52	42,95	358,00	44,00	671,44	211,94	0,48
T-O/15-19	0,60	6,08	54,72	49,85	533,00	75,00	973,22	266,78	0,61
T-P/13-17	0,60	7,48	67,32	61,93	436,00	35,00	815,58	181,73	0,41
T-R/17-19	0,60	3,88	34,92	30,88	185,00	14,00	359,58	154,46	0,35
T-1/D-E	0,60	5,28	47,52	42,95	297,00	29,00	566,59	178,85	0,41
T-2/B-D	0,60	6,07	54,63	49,77	314,00	19,00	593,33	162,91	0,37
T-4/B-C	0,60	3,88	34,92	30,88	191,00	21,00	378,18	162,45	0,37
T-6/B-C	0,60	3,88	34,92	30,88	191,00	21,00	378,18	162,45	0,37
T-7/B-D	0,60	6,07	54,63	49,77	191,00	21,00	430,28	118,15	0,27
T-9/B-C	0,60	3,88	34,92	30,88	191,00	21,00	378,18	162,45	0,37
T-11/B-C	0,60	3,88	34,92	30,88	202,00	24,00	397,53	170,76	0,39
T-14/B-C	0,60	3,88	34,92	30,88	208,00	26,00	408,63	175,53	0,40
T-16/A-D	0,60	7,19	64,71	59,43	299,00	25,00	608,73	141,11	0,32
T-20/C-D	0,60	2,97	26,73	23,03	57,00	6,00	153,12	85,93	0,20
T-5/D-E	0,60	5,28	47,52	42,95	359,00	53,00	686,29	216,63	0,49
T-8/D-E	0,60	5,28	47,52	42,95	302,00	48,00	601,84	189,97	0,43
T-10/D-E	0,60	5,28	47,52	42,95	351,00	51,00	672,49	212,28	0,48
T-13/D-P	0,60	28,02	252,18	239,09	1183,00	205,00	2567,76	152,73	0,35
T-15/D-P	0,60	28,02	252,18	239,09	1120,00	162,00	2418,21	143,84	0,33
T-17/D-R	0,60	28,92	260,28	246,85	464,00	79,00	1429,52	82,38	0,19
T-19/D-R	0,60	28,92	260,28	246,85	1427,00	235,00	2963,57	170,79	0,39
Samac za stup 1	1	1,20	18,00	7,76	48,00	9,00	113,08	94,23	0,21
Samac za stup 2	1	1,20	18,00	7,76	48,00	9,00	113,08	94,23	0,21
Samac za stup 3	1	1,20	18,00	7,76	36,00	4,00	89,38	74,48	0,17
Samac za stup 4	1	1,20	18,00	7,76	143,00	32,00	275,83	229,86	0,52
Samac za stup 5	1	1,00	15,00	6,04	131,00	32,00	253,25	253,25	0,58
Samac za stup 6	1	1,00	15,00	6,04	28,00	5,00	73,70	73,70	0,17
Samac za stup 7	1	1	15,00	6,04	31,00	5,00	77,75	77,75	0,18
			3332,79	3053,34					

7.4.2 Proračunski model temelja

Temelji su modelirani kao 2D elementi koji predstavlja temeljnu traku na kojoj se nalazi nadtemeljni zid (crtež 7.27.). Kao opterećenje uzeti su u obzir vlastita težina, dodatno stalno opterećenje te opterećenje od potresa u x i y smjeru. Izvedeni su od betona C 25/30 i armirani s B 500B. Ovisno o opterećenju koje pojedini temelj preuzima na sebe i kontaktnim naprezanjima koja se javljaju u tlu, određena je širina temelja i potrebna armatura.



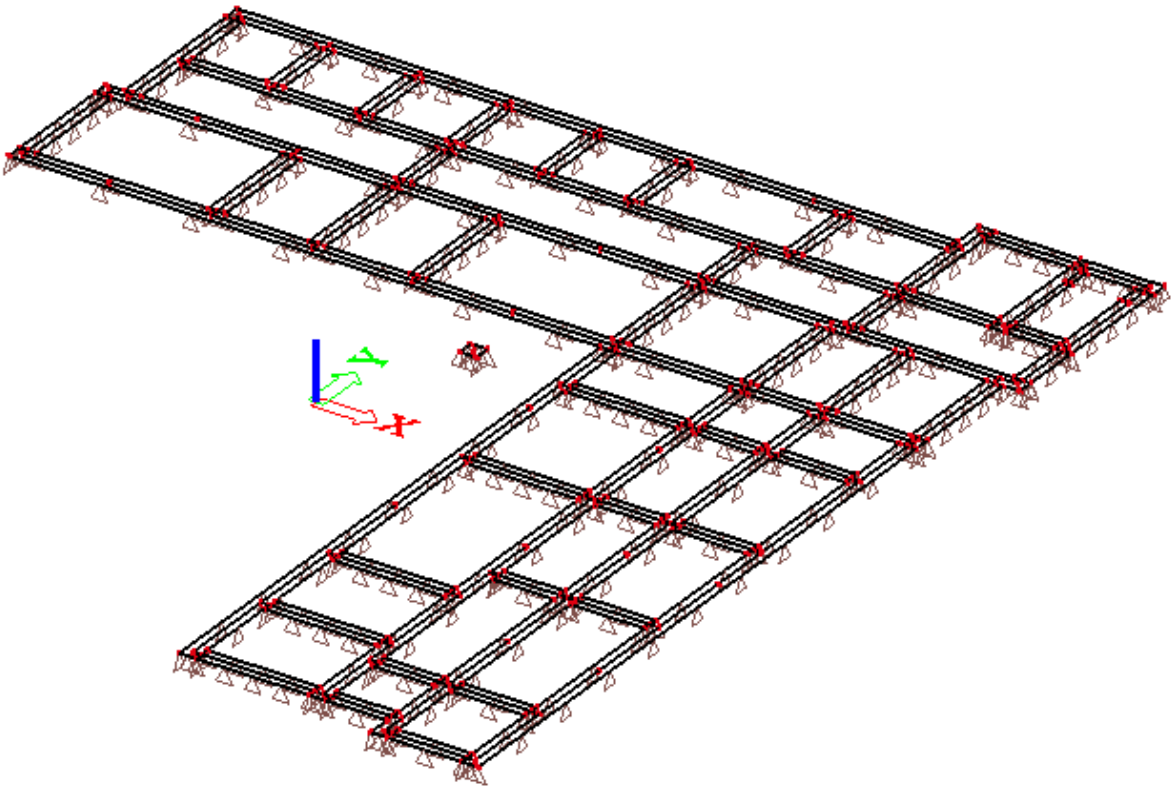
Slika 7.27: Model temelja

U ovom radu temelji su modelirani na elastičnoj podlozi (Winklerov model tla) tj. tlo je zamijenjeno skupom nezavisnih opruga konstantne krutosti k.

Koeficijent tla određen je preko dopuštenog naprezanja u tlu i dopuštenog slijeganja

Zadani su elastični ležajevi (crtež 3.28.)sa danim karakteristikama tla razreda A i modulom elastičnosti podloge od 60 MN/m^3.

Model građevine, kao i model samih temelja, napravljen je u programskom paketu SCIA Engineer

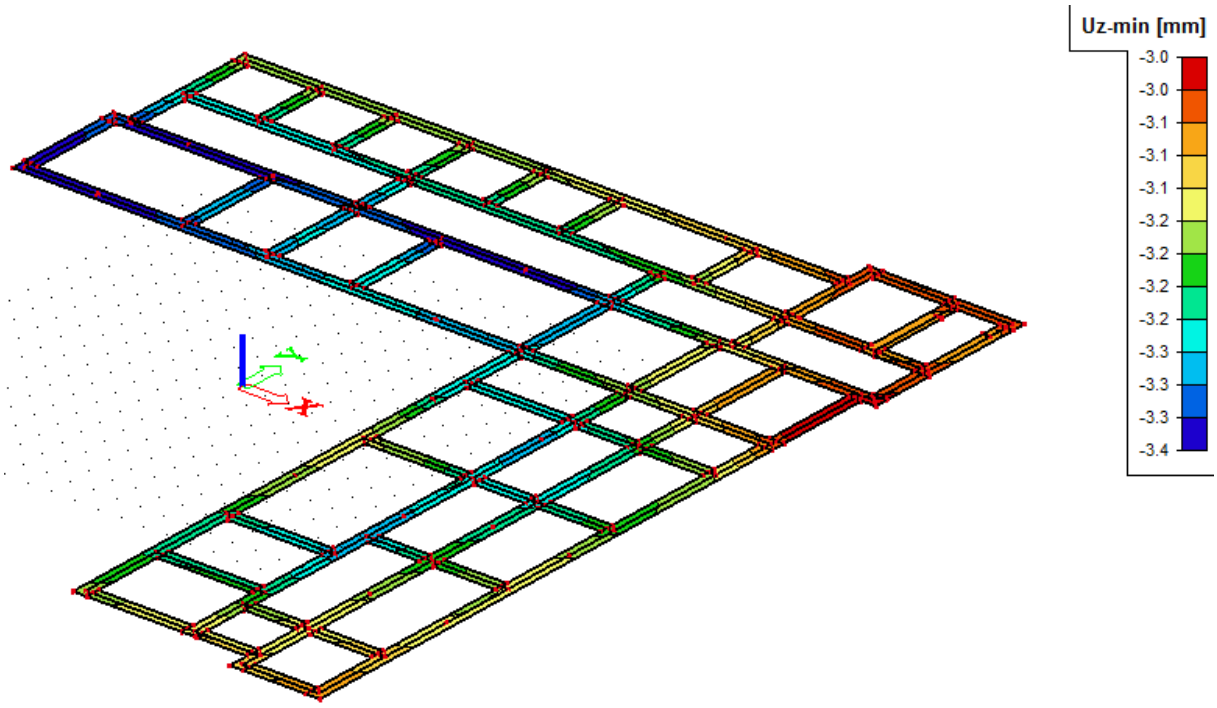


Slika 7.28: Temelj na elastičnoj podlozi

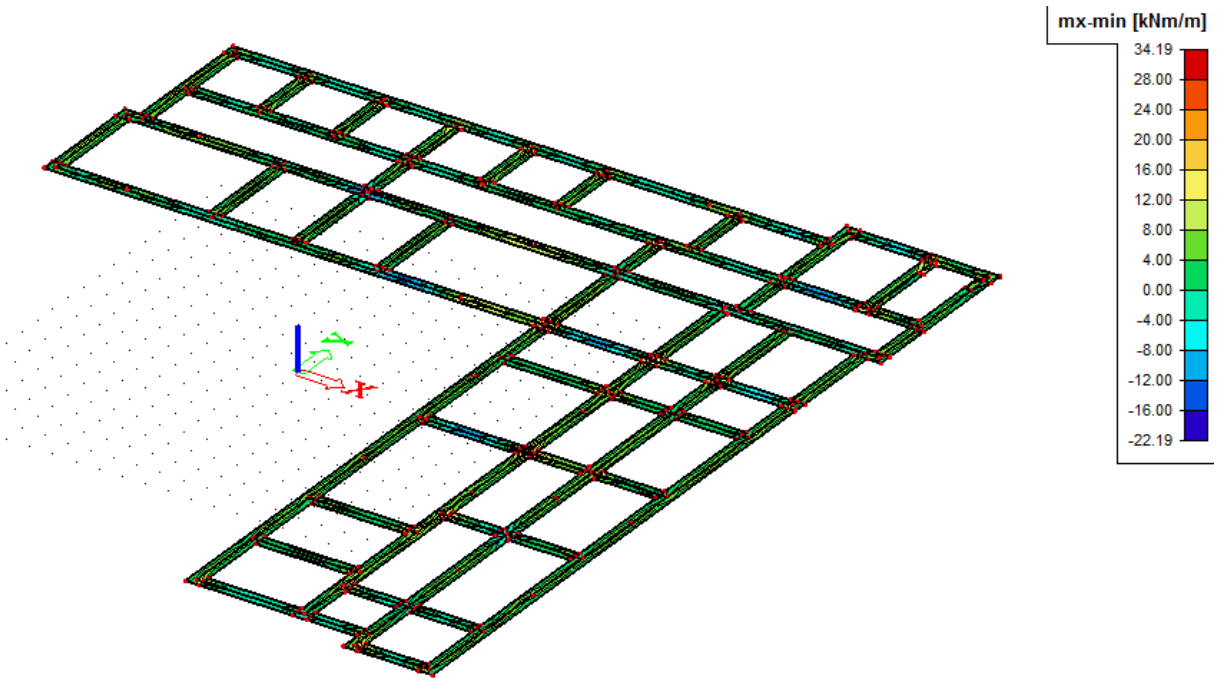
7.4.3 Prikaz rezultata proračuna

- Slijeganje u temeljima

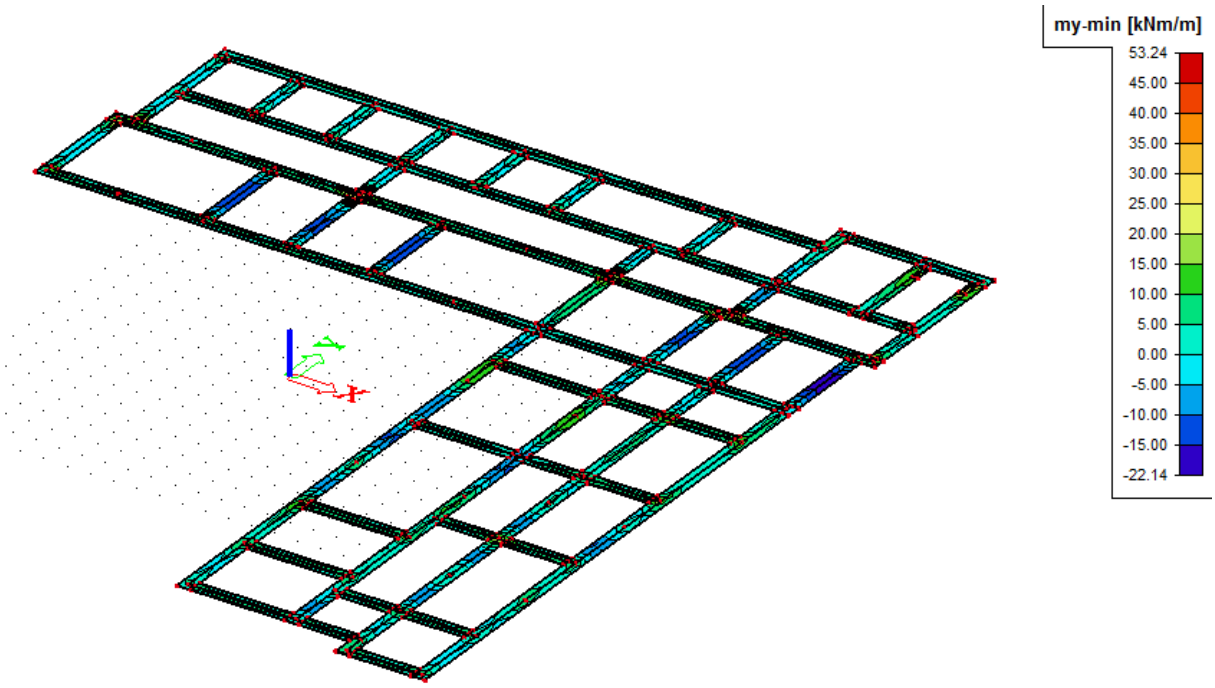
Slijeganje temelja, ujedno i čitave konstrukcije je približno jednoliko po čitavoj površini konstrukcije i kreće se od 3,0 mm do 3,4 mm. Vrijednosti slijeganja pojedinih dijelova vide se na slici 7.29.



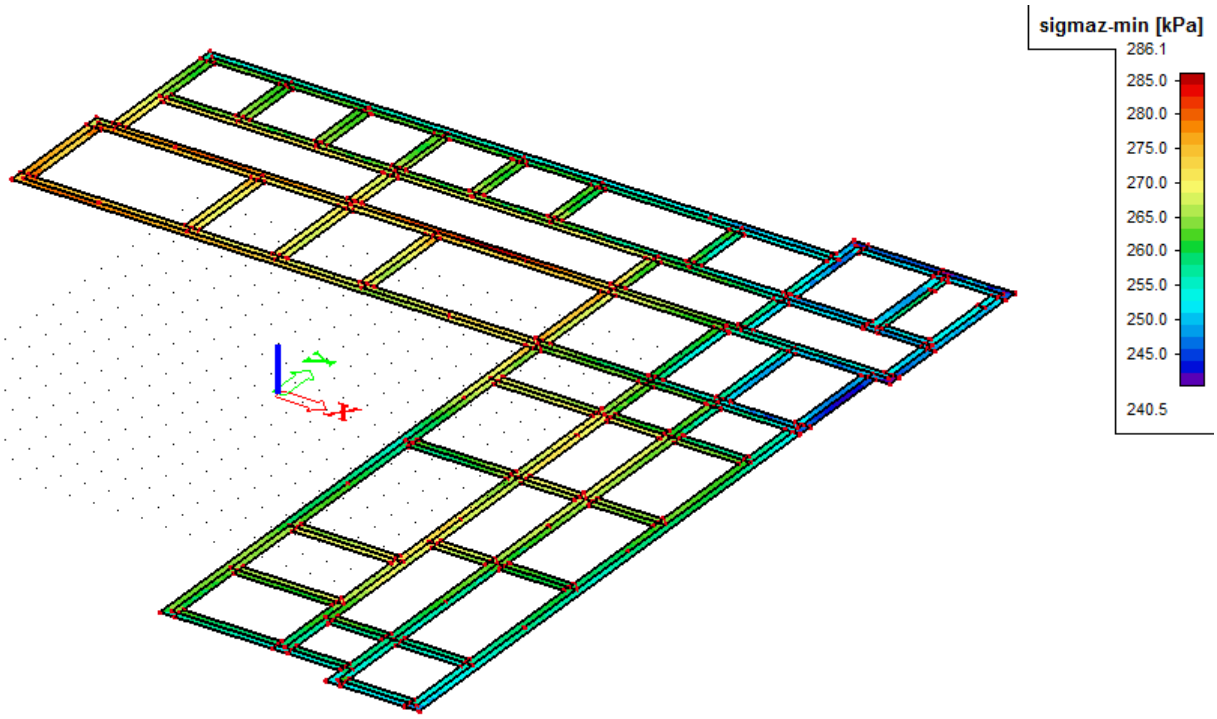
Slika 7.29: Slijeganje temelja Uz [mm] za kombinaciju GSN -1,0 G+0,5Q



Slika 7.30: Moment savijanja MSd,x [kNm/m], za kombinaciju GSN-1: 1,35G+1,5Q1



Slika 7.31: Moment savijanja MSd,y [kNm/m], za kombinaciju GSN-1: 1,35G+1,5Q1



Slika 7.32: Naprezanja [kPa] na kontaktu temeljnih traka/ tlo za kombinaciju GSN: 1,35G+1,5Q1

- Kontaktna naprezanja σSd manja su od računske nosivosti σsd=440 kPa.
- Rezultati su prikazani bez temeljne stope zbog boljeg prikaza raspona rezultata.

7.4.4 Prikaz potrebne armature

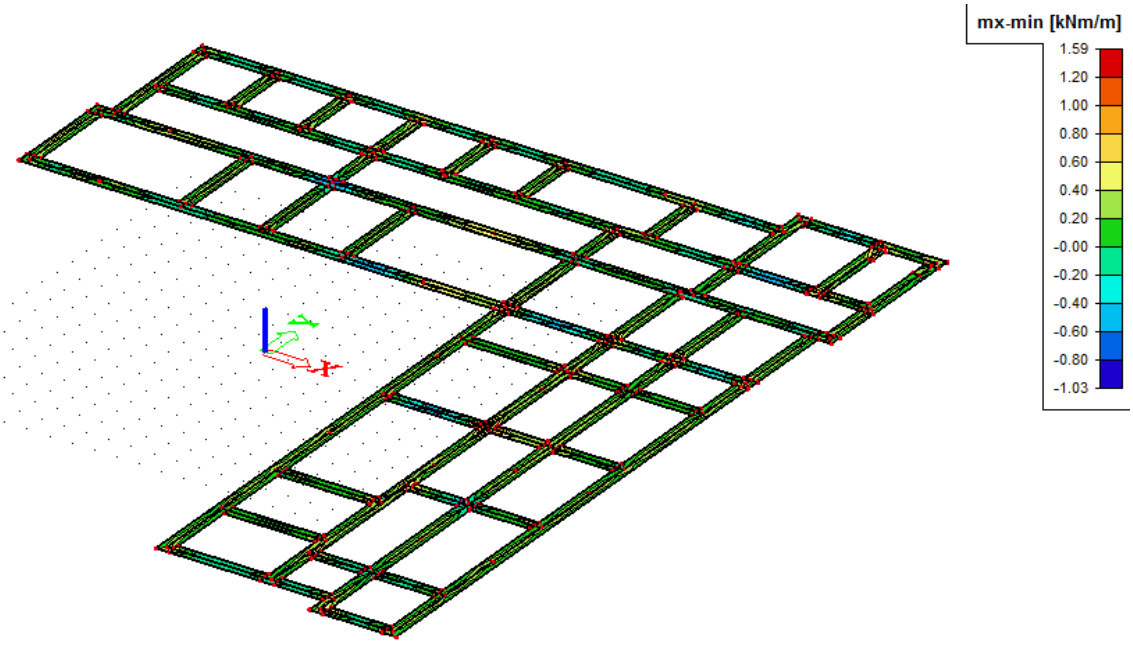
Potrebna armatura proračunata je prema izrazu:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}}; \mathrm{d} = \mathrm{h} - 5\,\mathrm{cm};$$

h= visina temeljne stope

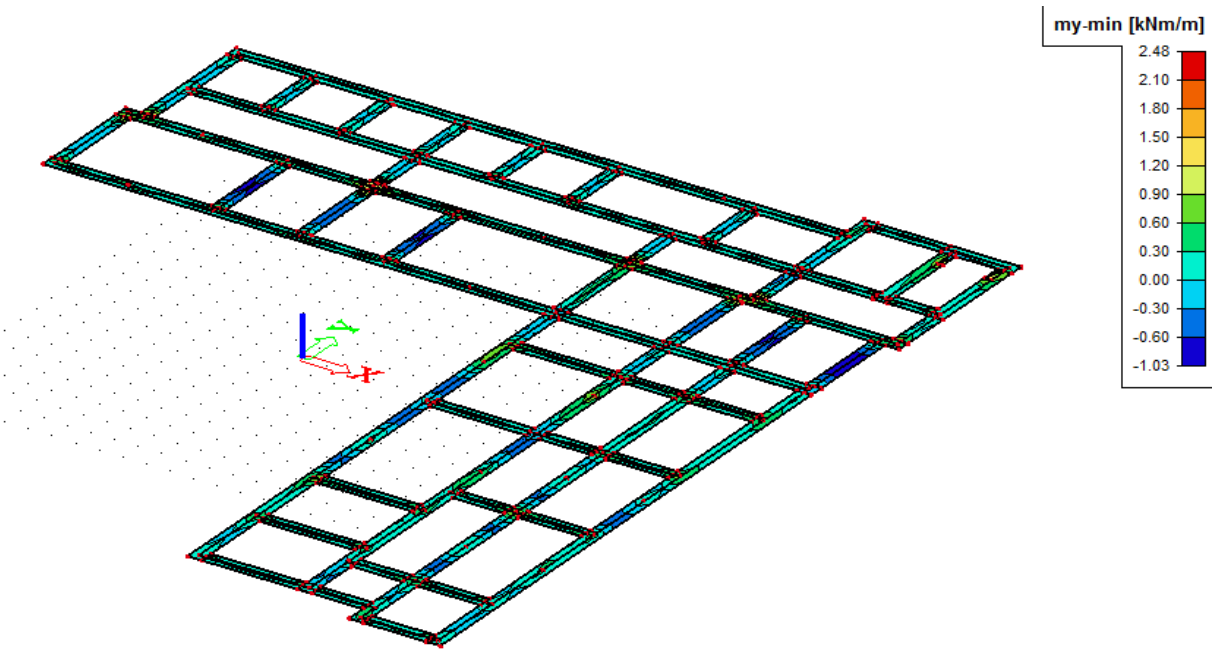
$$A_s = \frac{M_{sd}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot 55 \cdot 43,48} = 0,046 \cdot M_{sd}$$

- Potrebna armatura u X smjeru



Slika 7.33: Potrebna armatura [cm2/m] u X smjeru

- Potrebna armatura u Y smjeru



Slika 7.34: Potrebna armatura [cm2/m] u Y smjeru

Proračun temelja na djelovanje potresa (globalni):

W = računska težina zgrade:

3. ETAŽA I POZ 300:

POZ 300: $(g+f\cdot y_{2i}q)\cdot A = (7{,}40+1{,}0\cdot 0{,}3\cdot 1{,}0)\cdot 618{,}2 =$ 4760,14 kN

grede i serklaži 300: $b\cdot h'\cdot L_{uk}\cdot \gamma_c = 0{,}3\cdot 0{,}3\cdot 347{,}62\cdot 25.0 = 782{,}14$ kN

zidovi 3. etaže: $g_z\cdot h_z\cdot L_{uk} = 3{,}0\cdot 2{,}9\cdot 347{,}62$ 3024,30 kN

W_3 = 8566,58 kN

2. ETAŽA I POZ 200:

POZ 200: $(g+f\cdot y_{2i}q)\cdot A = (5{,}9+0{,}5\cdot 0{,}3\cdot 2{,}0)\cdot 618{,}2 =$ 3832,84 kN

grede i serklaži 200: $b\cdot h'\cdot L_{uk}\cdot \gamma_c = 0{,}3\cdot 0{,}3\cdot 347{,}62\cdot 25.0 =$ 782,14 kN

zidovi 2. etaže: $g_z\cdot h_z\cdot L_{uk} = 3{,}0\cdot 2{,}9\cdot 347{,}62$ 3024,30 kN

W_2 = 7639,16 kN

1. ETAŽA I POZ 100:

POZ 100: $(g+f\cdot y_{2i}q)\cdot A = (5{,}9+0{,}5\cdot 0{,}3\cdot 2{,}0)\cdot 618{,}2 =$ 3832,84 kN

grede i serklaži 100: $b\cdot h'\cdot L_{uk}\cdot \gamma_c = 0{,}3\cdot 0{,}3\cdot 347{,}62\cdot 25.0 =$ 782,14 kN

zidovi 1. etaže: $g_z\cdot h_z\cdot L_{uk} = 3{,}0\cdot 3{,}4\cdot 347{,}62$ 3545,72 kN

W_1= 8160,7 kN

Težina nadtemeljnog zida ; Gntz=3053,34kN

Težina temelja ; Gtemelja = 3332,79 kN

Ukupna računska težina građevine:G = W1+W2+W3+W4+ Gntz+ Gtem = 30 752,57 kN

Ukupna računska masa zgrade: m = W/g = 30 752,57 /9,81 = 3134,82 t

Ukupna potresna poprečna sila iznosi:

$$F_b = S_d(T_1) * m = 2{,}0 * 3134{,}82 = 6269{,}64 \text{ kN}$$

Ukupan moment savijanja:

$$M_{Ed} = F_b*(\frac{2}{3} * H + h_{ntz} + h_{tem}) = 6269{,}64*(\frac{2}{3} * 9{,}2 + 1{,}15 + 0{,}60) = 49\ 425{,}66 \text{ kNm}$$

Geom. karakteristike:

Area: 640,6844

Perimeter: 139,1393

Bounding box: X: -21,0769 -- 12,2731

Y: -22,3733 -- 13,8464

Centroid: X: 0.0000

Y: 0.0000

Moments of inertia: X: 62439,0200

Y: 52966,9713

Product of inertia: XY: 26144,3315

Radii of gyration: X: 9,8720

Y: 9,0924

Principal moments and X-Y directions about centroid:

I: 84272,8281 along [0,7675 0,6410]

J: 31133,1632 along [-0,6410 0,7675]

Kontrola naprezanja u tlu:

- smjer x:

$$W_x^g = \frac{I_z}{x_g} = \frac{62439}{21,1} = 2959,2\ m^3$$

$$W_x^d = \frac{I_z}{x_d} = \frac{62439}{12,3} = 5076,3\ m^3$$

$$\sigma_x^g = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_x^g} = \frac{30\ 752,57}{640,7} \pm \frac{49\ 428,66}{2959,2} = 48,00\ \pm 16,7$$

$$\rightarrow \begin{cases} 48,00 + 16,7 = 64,7\ kPa < 440kPa \\ 48,00 - 16,7 = \ 31,3kPa \quad < 440kPa \end{cases}$$

$$\sigma_x^d = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_x^d} = \frac{30\ 752,57}{640,7} \pm \frac{49\ 428,66}{5076,3} = 48,00\ \pm 9,74$$

$$\rightarrow \begin{cases} 48,00 + 9,74 = 57,74\ kPa < 440kPa \\ 48,00 - 9,74 = 38,26kPa\ (nema\ vlaka) \end{cases}$$

- smjer y:

$$W_y^g = \frac{I_y}{x_g} = \frac{52967}{22,3} = 2375,2\ m^3$$

$$W_y^d = \frac{I_y}{x_d} = \frac{52967}{13,8} = 3838,2\ m^3$$

$$\sigma_x^g = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{\mathrm{W_y^g}} = \frac{30\,752{,}57}{640{,}7} \pm \frac{49\,428{,}66}{2375{,}2} = 48{,}00 \ \pm 20{,}81$$

$$\rightarrow \begin{cases} 48{,}00 + 20{,}81 = 68{,}81\ kPa < 440kPa \\ 48{,}00 - 20{,}81 = 27{,}19kPa \quad < 440kPa \end{cases}$$

$$\sigma_y^d = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{\mathrm{W_y^d}} = \frac{30\,752{,}57}{640{,}7} \pm \frac{49\,428{,}66}{3838{,}2} = 48{,}00 \ \pm 12{,}88$$

$$\rightarrow \begin{cases} 48{,}00 + 12{,}88 \quad = 60{,}88\ kPa < 440kPa \\ 48{,}00 - 12{,}88 \quad = 35{,}12kPa(nema\ vlaka) \end{cases}$$

8. Zaključak

Za predmetnu zidanu višekatnu konstrukciju proračun je proveden na dva načina. Prvo je proveden pojednostavljeni proračun koristeći pravila za jednostavne zidane zgrade (HRN EN 1996), a zatim računalni proračun u programu Scia Engineer 2014 i AmQuake.

Nakon provedenog pojednostavljenog proračuna možemo uočiti da konstrukcija zadovoljava s gledišta na vertikalno i potresno djelovanje. Predmetna konstrukcija je karakterističnog L-oblika no zahvaljujući dovoljnom udjelu nosivih zidova u dva ortogonalna smjera, uslijed vertikalnog i potresnog djelovanja nije prekoračena računska nosivost zidova.

Temeljne trake, modelirane su kao plošni element na elastičnoj podlozi, koji omogućuju gotovo jednoliko slijeganje konstrukcije. Kontaktna naprezanja na spoju temelja u tla manja su od dopuštenih što možemo vidjeti u rezultatima dobivenim u računalnom programu Scia Engineer 2014.

Veliki utjecaj na ovakve građevine imaju temelji, pojavom slijeganja ili popuštanja temelja zbog krutih zgrada dolazi do oštećenja i pukotina, stoga je temelje potrebno izvoditi što kruće i povezanije sa nadtemeljnim zidovima. Najčeše se izvode kao temeljne trake s nadtemeljnim zidovima, a širina se određuje na temelju kontaktnih naprezanja koja se javljaju na plohi temelj-tlo koja su ograničena računskom nosivosti tla.

Može se zaključiti da zidane zgrade u seizmički aktivnim područjima trebaju imati pravilnu geometriju, tj. pravilnost u tlocrtu i po visini, postići pravilnosti u krutosti zidova i temelja u dva ortogonalna pravca.

Zbog karakterističnosti izgleda zgrade može se javiti pitanje dilatacije između dva dijela zgrade, no to u ovom slučaju nije bilo potrebno. Međukatni elementi su dovoljno kruti, tlo je jednakih svojstava na svim dijelovima, slijeganje temelja je jednoliko. Što se tiče potresne otpornosti, zidovi u jednom dijelu građevine prevladavaju u X smjeru, dok u drugom prevladavaju u Y smjeru te na taj način „pomažu“ jedni drugima.

9. Prilozi

Prilog 1: Tlocrt temelja M 1:100

Prilog 2: Pozicija 100 M 1:100

Prilog 3: Pozicija 200 1:100

Prilog 4:Pozicija 300 M 1:30

Prilog 5: Presjek A-A M 1:30

Prilog 6: Zapadno pročeljeM 1:100

Prilog 7: Istočno pročelje M 1:100

Prilog 8: Sjeverno pročelje M 1:100

Prilog 9: Južno pročelje M 1:100

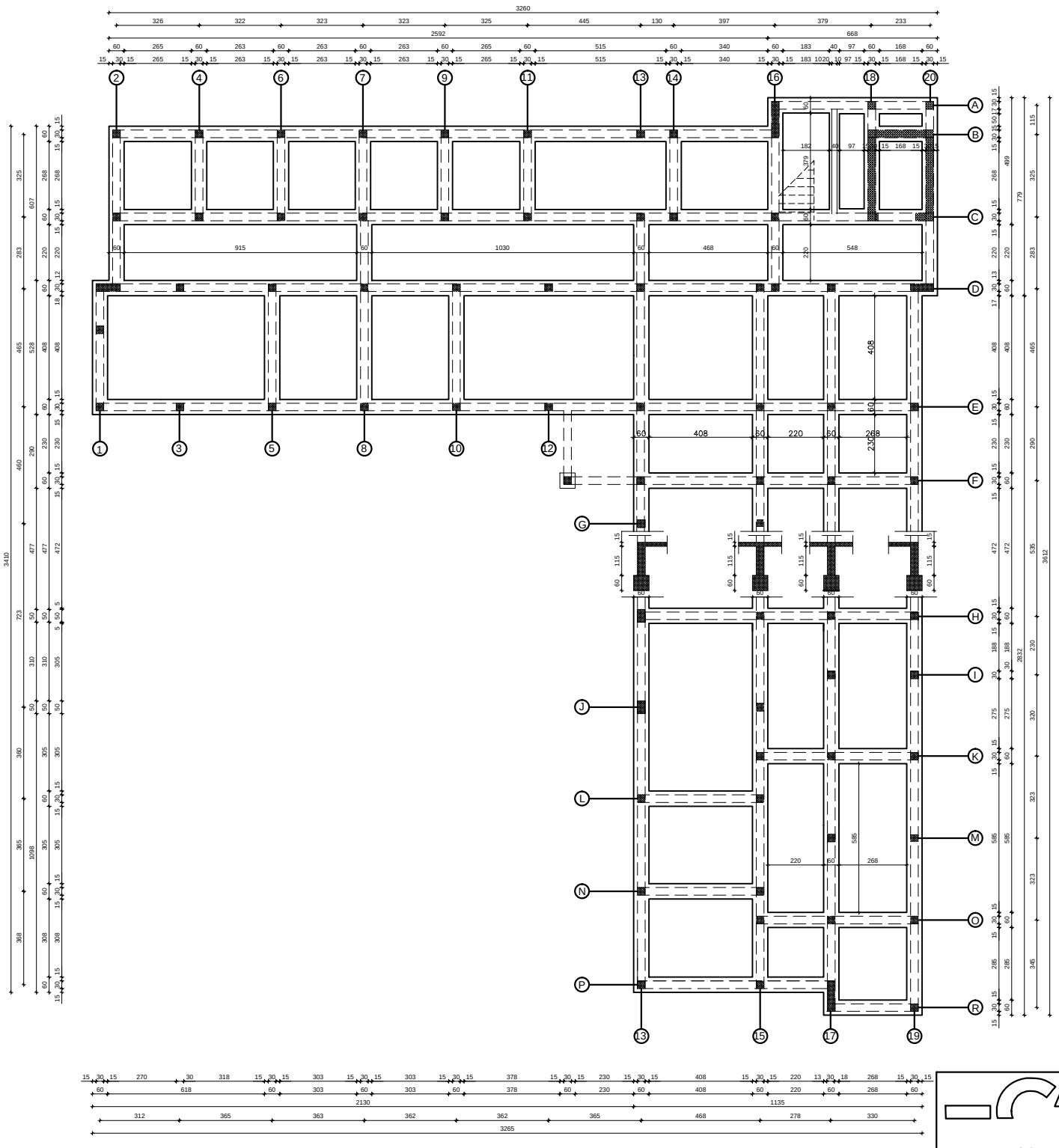
Prilog 10:Detalj armiranja temelja M 1:15

Prilog 11:Detalj spoja horizontalnog i vertikalnog serklaža M 1:15

10. Literatura

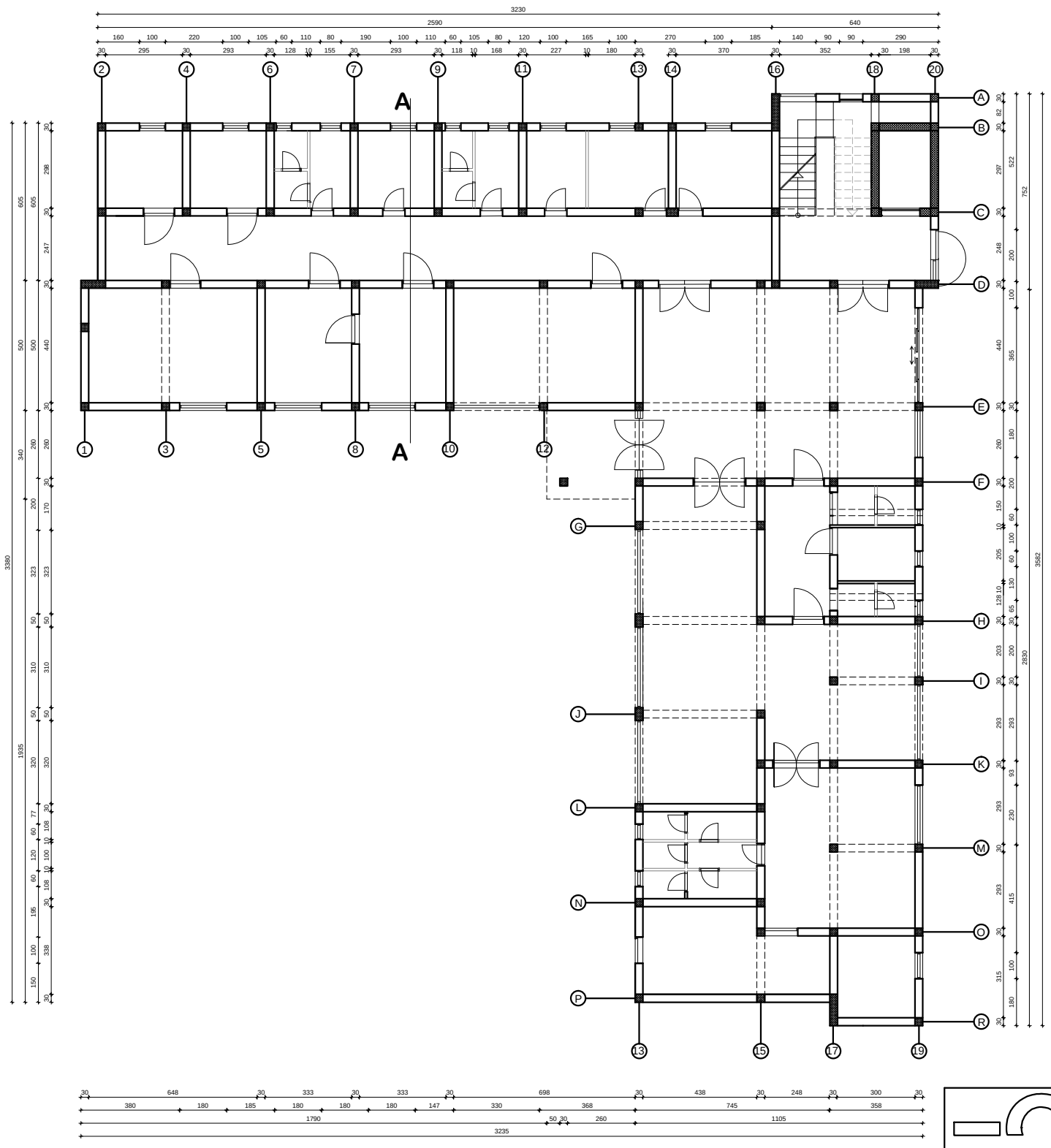
1) Aničić D., Franko T., Zidane konstrukcije: Priručnik za investitore, projektante, Karlovac, Wienerberger Ilovac d.d., 2010.
2) Červenka J., Jendele L., Janda Z, AmQuake: Program Documentation, Prag, Cervenka Consulting Ltd, 2011
3) Europska norma EN 1998, 2004
4) Europska norma EN 1996, 2004
5) Europska norma EN 1992, 2004
6) Mihanović A., Dinamika konstrukcija, Udžbenici Sveučilšta u Splitu, Split, 1995
7) Trogrlić B., Potresna otpornost omeđenog ziđa – pushover metoda, Split, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije, 2013
8) Radić J. i suradnici, Zidane konstrukcije 1: Priručnik, Zagreb, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, 2007
9) Sorić Z., Zidane konstrukcije 1, Udžbenici Sveučilišta u Zagrebu, Zagreb, 2015.
10) Trogrlić B. Zidane konstrukcije – predavanja, Split, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije Split, 2010
11) Roje-Bonacci T., Miščević P., Geotehničko inženjerstvo – predavanja, Split, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije Split, 2010

TLOCRT TEMELJA
MJ. 1:100



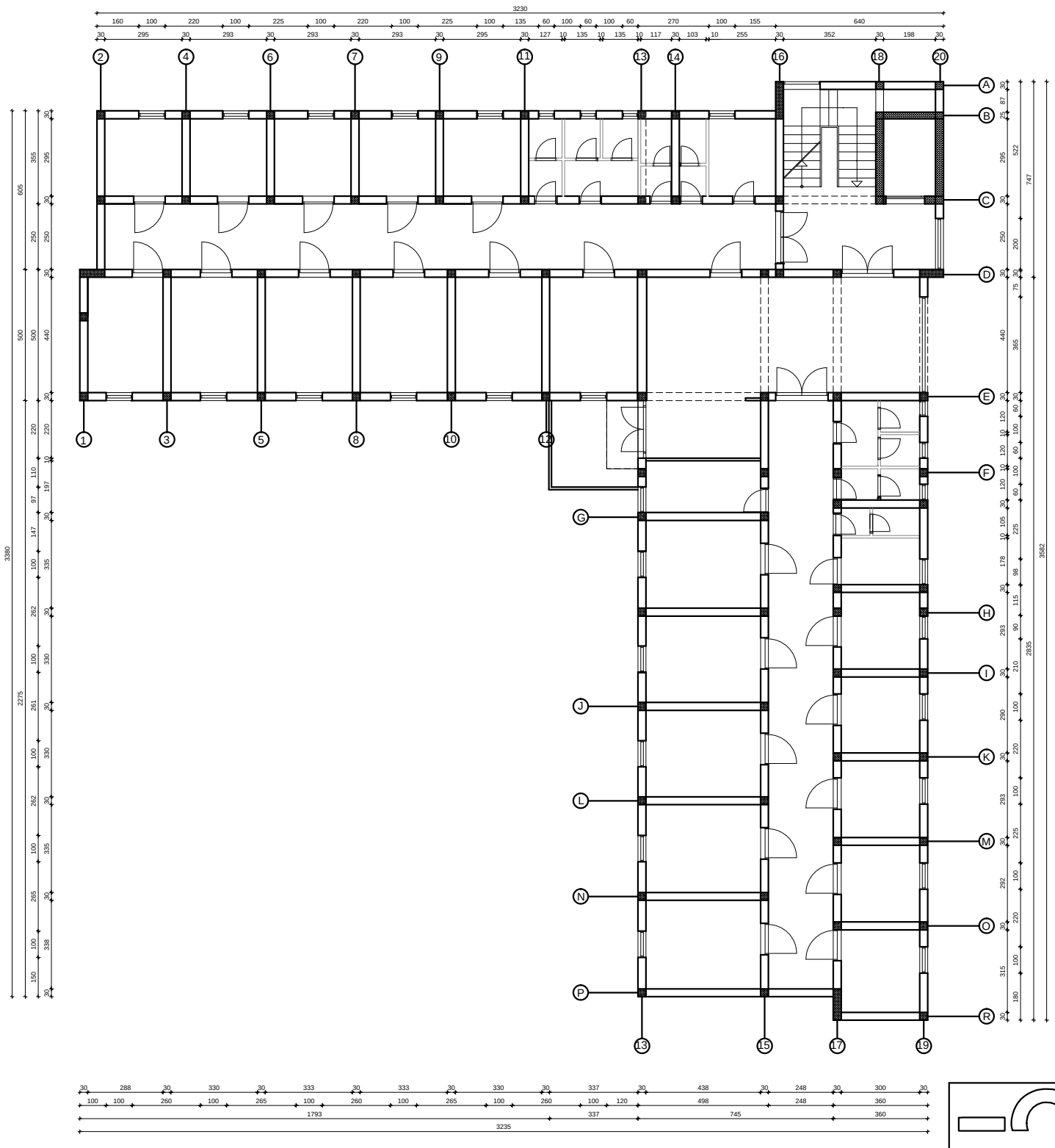
SVEUČILIŠTE U SPLITU FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	**DIPLOMSKI RAD**		
	Tema:	Proračun zidane zgrade aparthotela	
	Student:	Gotovac Ana	
	Sadržaj:	Tlocrt temelja	Mjerilo: 1:100
	Datum:	Rujan 2016.	Broj priloga:1

TLOCRT PRIZEMLJA
MJ. 1:100



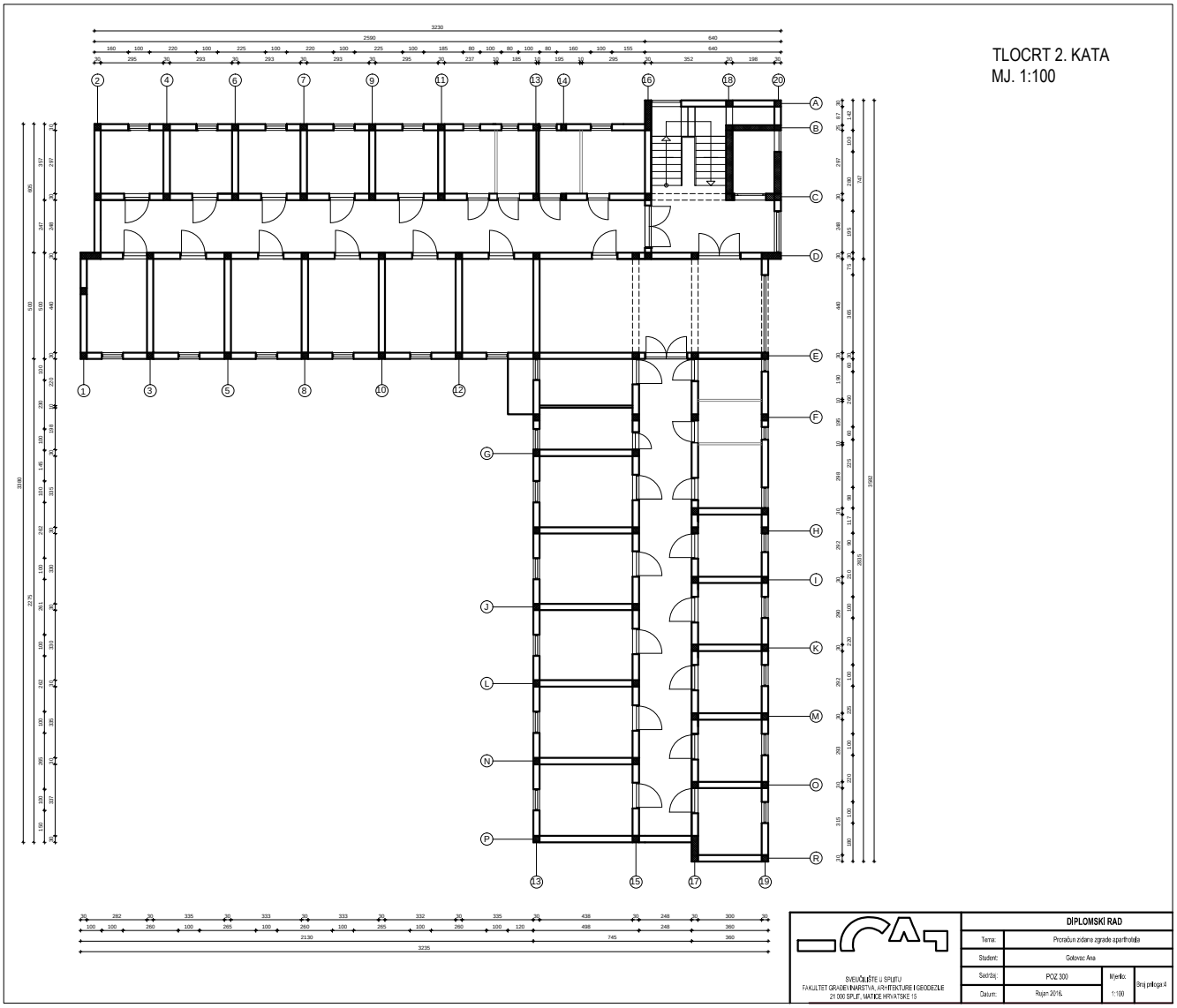
SVEUČILIŠTE U SPLITU FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	**DIPLOMSKI RAD**
Tema:	Proračun zidane zgrade aparthotela
Student:	Gotovac Ana
Sadržaj:	POZ 100
Datum:	Rujan 2016.
Mjerilo:	1:100
Broj priloga:	2

TLOCRT 1. KATA
MJ. 1:100



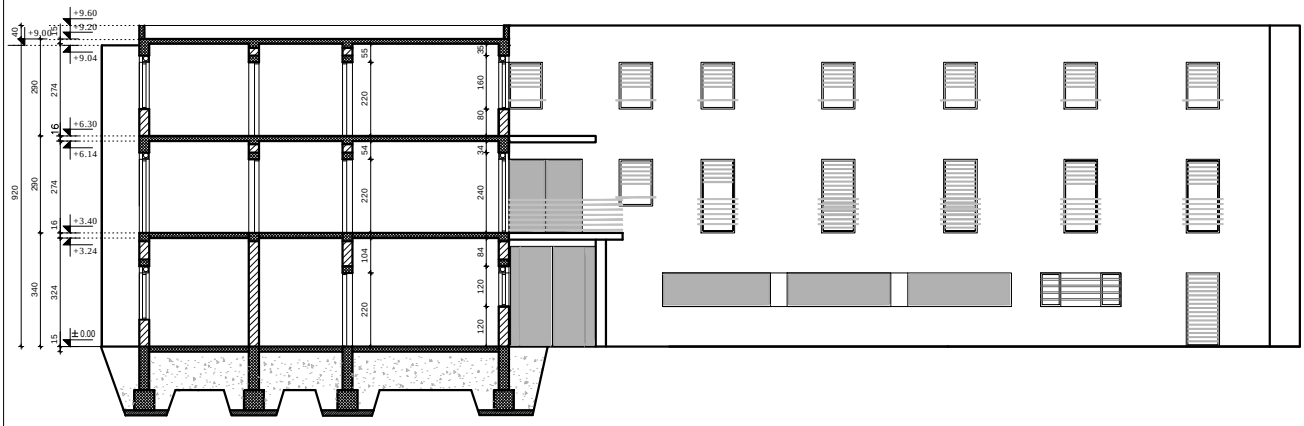
SVEUČILIŠTE U SPLITU FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	DIPLOMSKI RAD		
	Tema:	Proračun zidane zgrade aparthotela	
	Student:	Gotovac Ana	
	Sadržaj:	POZ 200	Mjerilo: 1:100
	Datum:	Rujan 2016.	Broj priloga:3

TLOCRT 2. KATA
MJ. 1:100



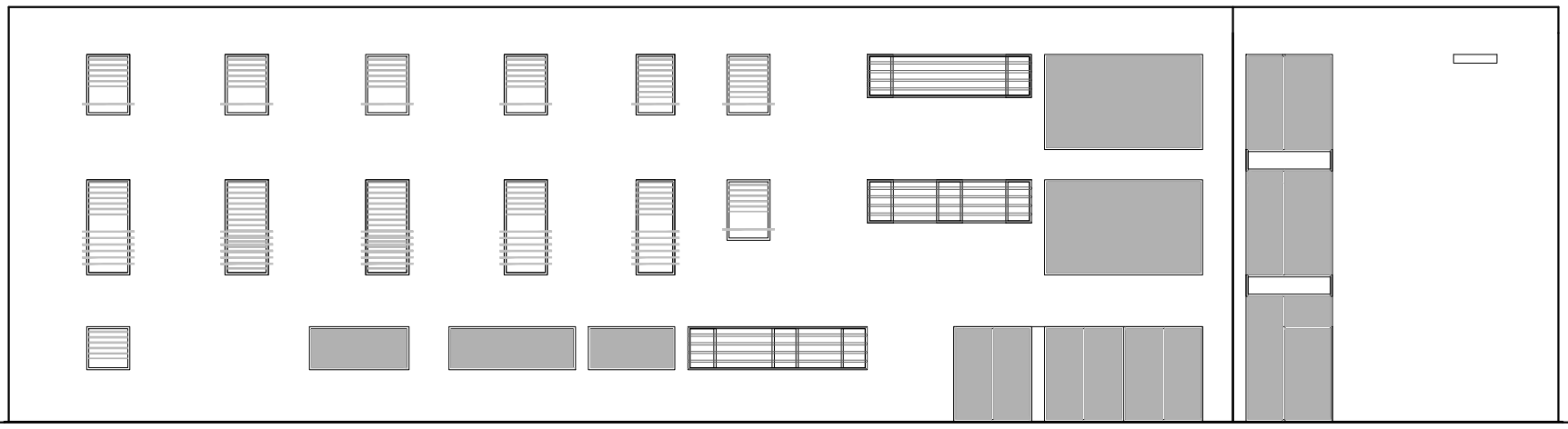
SVEUČILIŠTE U SPLITU FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	DIPLOMSKI RAD		
	Tema:	Proračun zidane zgrade apartholdja	
	Student:	Golovac Ana	
	Sadržaj:	POZ 300	Mjerilo: 1:100
	Datum:	Rujan 2016.	Broj priloga: 4

PRESJEK A-A
MJ. 1:100



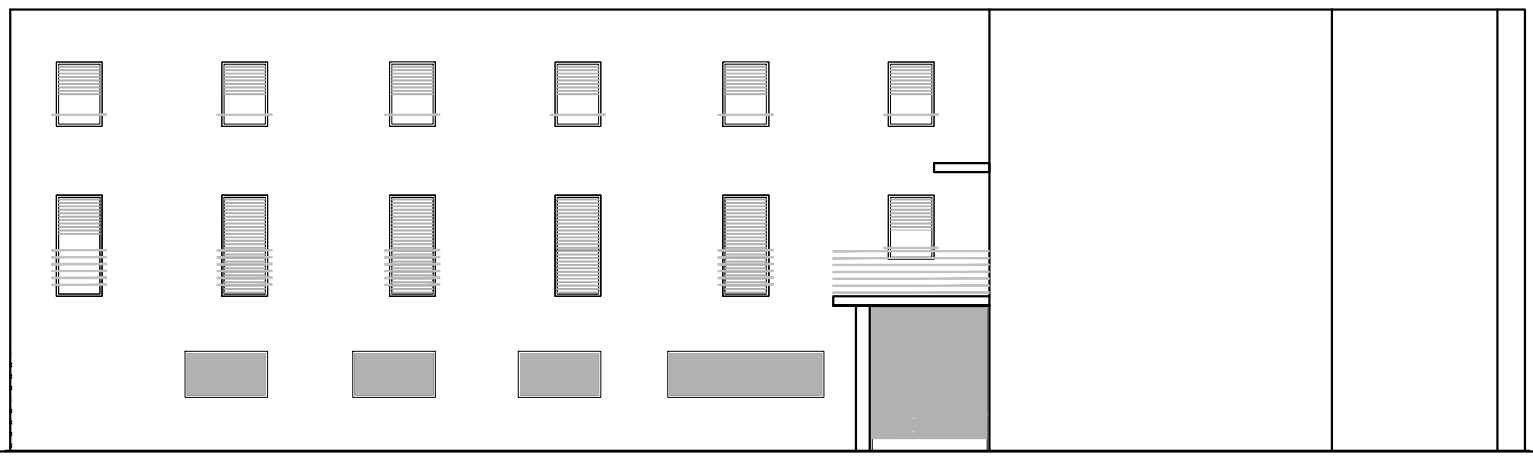
SVEUČILIŠTE U SPLITU FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	DIPLOMSKI RAD		
	Tema:	Proračun zidane zgrade aparthotela	
	Student:	Gotovac Ana	
	Sadržaj:	Presjek A-A	Mjerilo: 1:100
	Datum:	Rujan 2016.	Broj priloga:5

PROČELJE ISTOK
MJ. 1:100



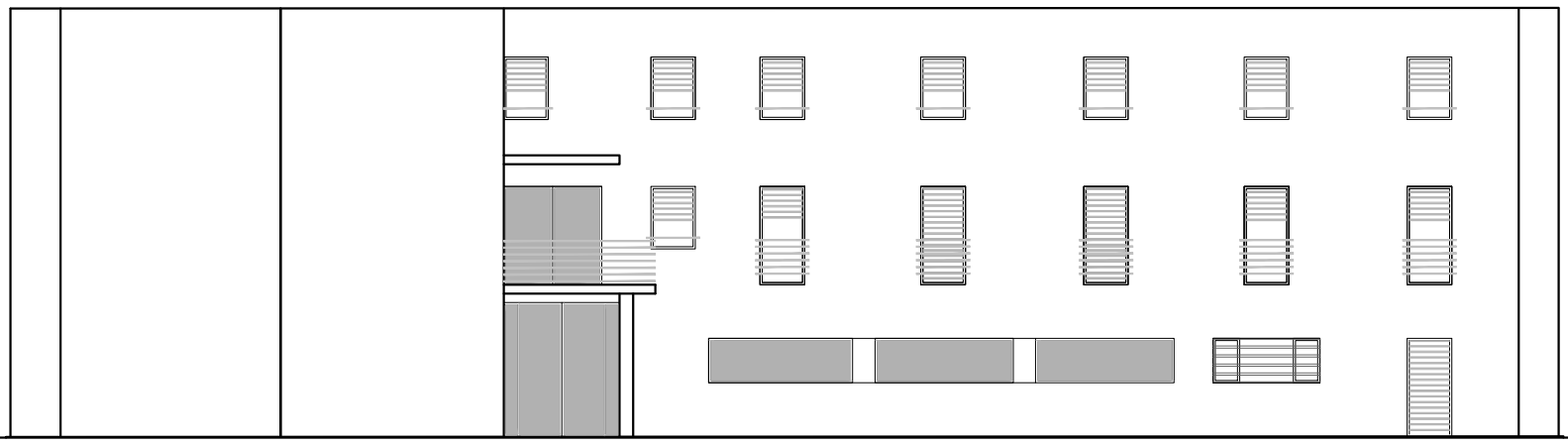
SVEUČILIŠTE U SPLITU FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	DIPLOMSKI RAD			
	Tema:	Proračun zidane zgrade aparthotela		
	Student:	Gotovac Ana		
	Sadržaj:	Istočno pročelje	Mjerilo:	Broj priloga:6
	Datum:	Rujan 2016.	1:100	

PROČELJE ZAPAD
MJ. 1:100



SVEUČILIŠTE U SPLITU FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	**DIPLOMSKI RAD**		
	Tema:	Proračun zidane zgrade aparthotela	
	Student:	Gotovac Ana	
	Sadržaj:	Zapadno pročelje	Mjerilo: 1:100
	Datum:	Rujan 2016.	Broj priloga:7

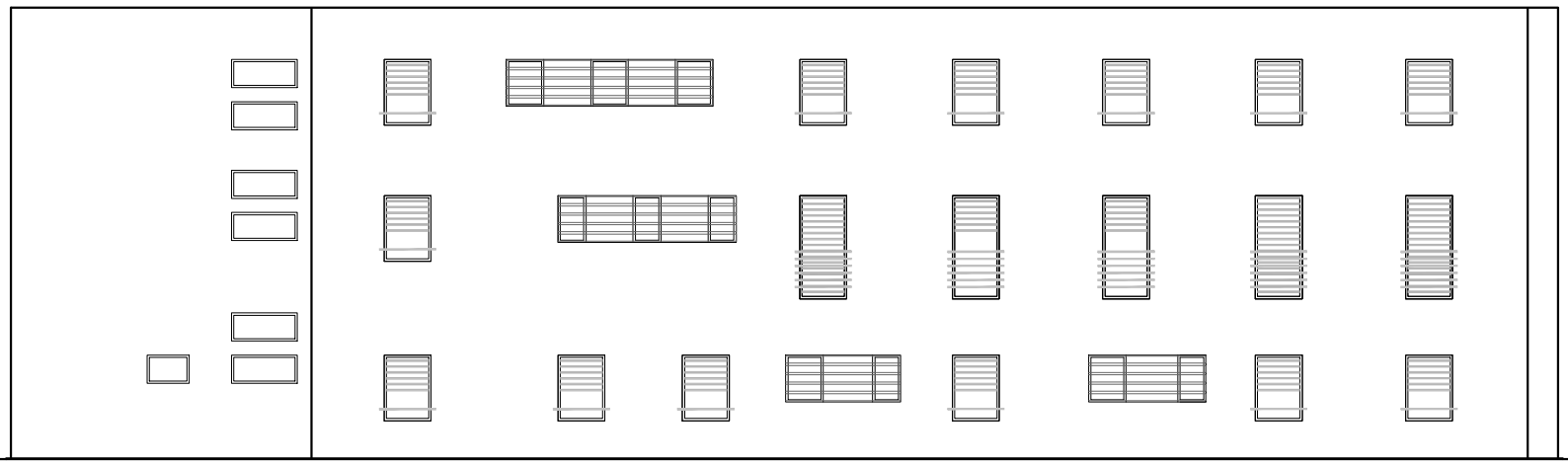
PROČELJE JUG
MJ. 1:100



SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15

DIPLOMSKI RAD			
Tema:	Proračun zidane zgrade aparthotela		
Student:	Gotovac Ana		
Sadržaj:	Južno pročelje	Mjerilo:	Broj priloga:8
Datum:	Rujan 2016.	1:100	

PROČELJE SJEVER
MJ. 1:100

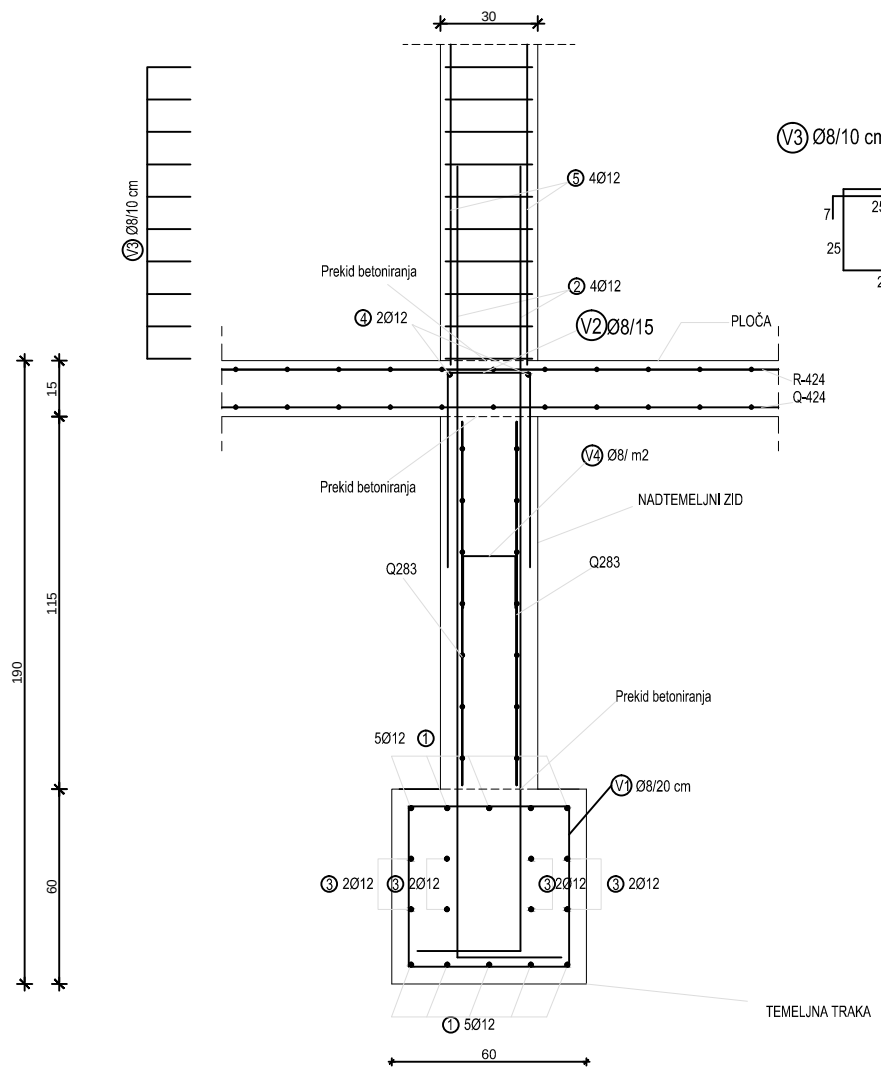


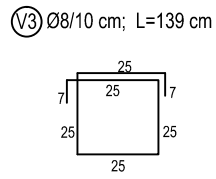
SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15

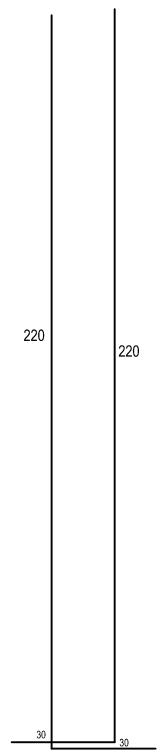
DIPLOMSKI RAD			
Tema:	Proračun zidane zgrade aparthotela		
Student:	Gotovac Ana		
Sadržaj:	Sjeverno pročelje	Mjerilo:	Broj priloga:9
Datum:	Rujan 2016.	1:100	

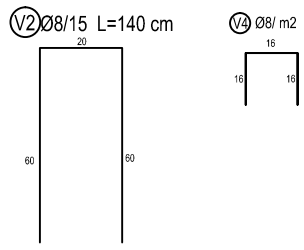
DETALJ ARMIRANJA TEMELJA

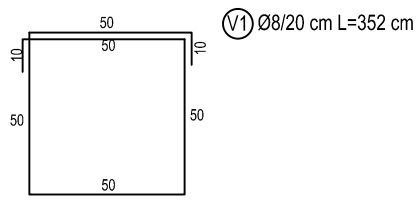
M 1:15







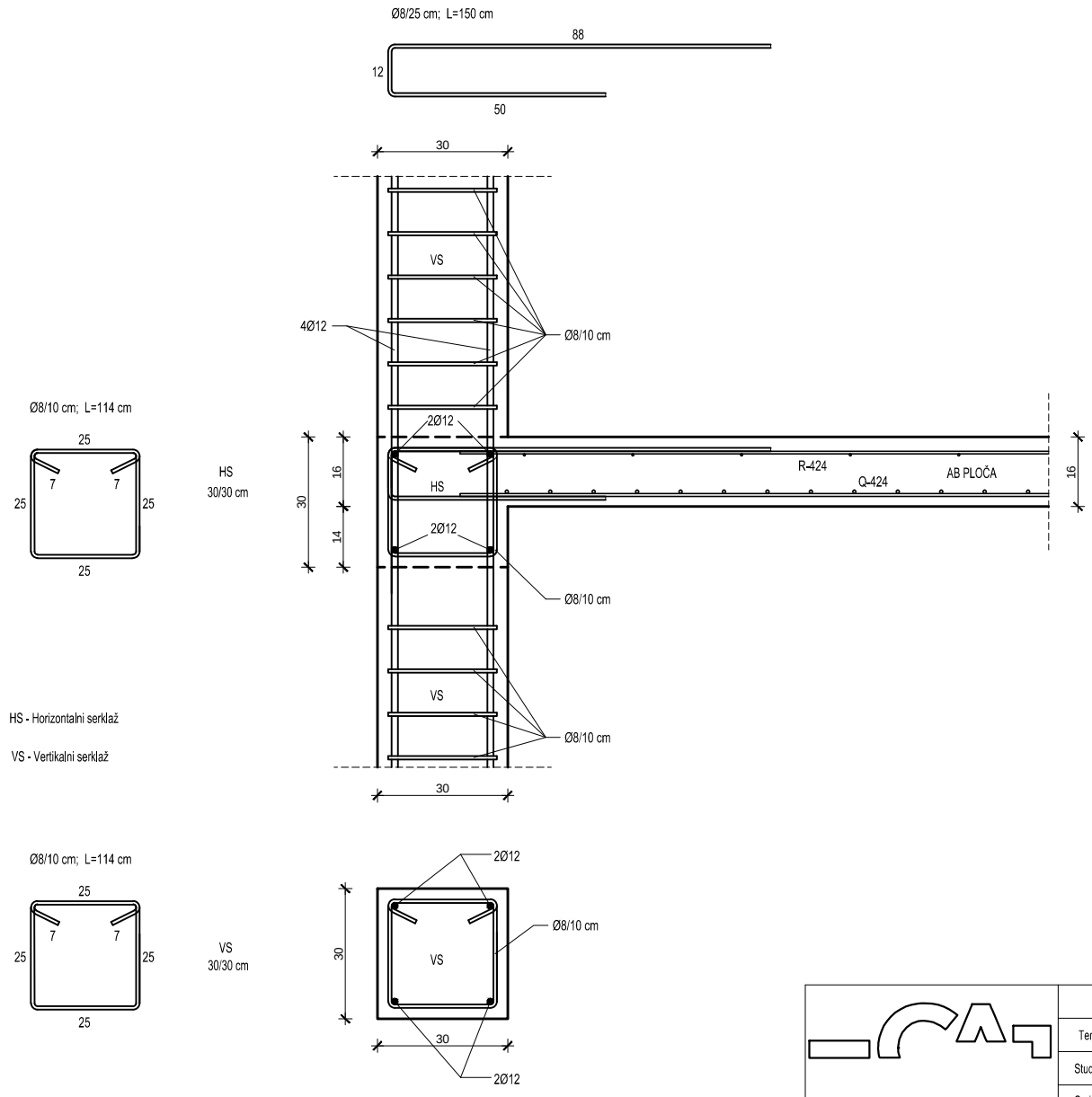




SVEUČILIŠTE U SPLITU FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	**DIPLOMSKI RAD**		
	Tema:	Proračun zidane zgrade aparthotela	
	Student:	Gotovac Ana	
	Sadržaj:	Detalj armiranja temelja	Mjerilo: 1:15
	Datum:	Rujan 2016.	Broj priloga:10

DETALJI SPOJA HORIZONTALNOG I
VERTIKALNOG SERKLAŽA

M 1:15



SVEUČILIŠTE U SPLITU FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21 000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	**DIPLOMSKI RAD**		
	Tema:	Proračun zidane zgrade aparthotela	
	Student:	Gotovac Ana	
	Sadržaj:	Detalj spoja horizontalnog i vertikalnog serklaža	Mjerilo: 1:15	Broj priloga:11
	Datum:	Rujan 2016.	